

PTL

JAOSTO 60 - SILLAT JA LAUTAT

SUOMEN LIITE SILTOJEN  
PÄÄTYTUKIEN SUUNNITTELUA JA  
RAKENTAMISTA KOSKEVAAN  
SUOSITUKSEEN

08 TVH/SUO



1. JOHDANTO

1.1	Työryhmän kokoonpano	1
1.2	Tavoitteet ja alustavat selvitykset	1
1.3	PTL:n suositus ja Suomen liite	2

2. YLEISET SUUNNITTELUA JA RAKENTAMISTA KOSKEVAT SUOSITUKSET

2.5	Penkereen rakentamista koskevat yleiset vaatimukset	2
2.6	Osavarmuuskertoimet	7

3. PENKEREEN VARAAN PERUSTETTU PÄÄTYTUKI

3.1	Rakenne ja laatuvaatimukset	8
3.2	Kantavuus- ja vakavuustarkastelu	11
3.3	Painumatarkastelu	17
3.4	Työn suoritustapa ja valvonta	22

4. PENKEREEN YLÄOSAAN ULOTTUVIEN PAALUJEN VARAAN PERUSTETTU PÄÄTYTUKI (PILARITUKI)

4.1	Rakenne ja laatuvaatimukset	22
4.2	Kantavuustarkastelu	23
4.3	Mitoitus vaakasuorille rasituksille	23
4.4	Painumalaskenta	31
4.5	Työn suoritustapa ja valvonta	31

5. POHJAMAAN VARAAN PERUSTETTU PÄÄTYTUKI (PILARITUKI)

5.1	Rakenne ja laatuvaatimukset	34
-----	-----------------------------	----

5.2	Painuma-, kantavuus- ja vakavuustar-	
	kastelu	34
5.3	Työn suoritustapa ja valvonta	35
6.	LÄHDELUETTELO	36
7.	LASKUESIMERKIT	
7.1	Penkereelle perustettu päätytuki	40
7.2	Paalutuki	50
7.3	Pilarituki	64

## 1. JOHDANTO

### 1.1 Työryhmän kokoonpano

Suomen liitteen laatineeseen työryhmään ovat kuuluneet työn loppuvaiheessa:

Dipl.ins. K. Falck (puheenjohtaja), TVH

Dipl.ins. M. Kujanpää, TVH

Dipl.ins. M. Kuusivaara, TVH

Dipl.ins. S. Nylund (sihteeri) Rakennustekninen Insinööritoimisto Stig Nylund & Co Ky

Työn aikaisemmassa vaiheessa ovat työryhmän jäseninä olleet edellisten lisäksi seuraavat henkilöt:

Dipl.ins. L. Björksten, TVH

Dipl.ins. Y. Kuronen, TVH

Dipl.ins. H. Manner, Oy Vesto Ab

### 1.2 Tavoitteet ja alustavat selvitykset

Työryhmän toiminnan tavoitteena on ollut antaa mahdollisimman voimakas panos pohjoismaisen suosituksen valmistelussa sekä välittää muiden pohjoismaiden kokemuksia suomalaisille suunnittelijoille ja rakentajille. Työryhmä on siten toisaalta välittänyt tietoa suomalaisesta suunnittelu - ja rakennuskäytännöstä pohjoismaiselle työryhmälle ja toisaalta tutustunut muiden pohjoismaiden suunnittelu - ja rakennusmenetelmiin ja pyrkinyt niiden pohjalta kehittämään Suomen olosuhteisiin soveltuvia, toiminnalliset vaatimukset täyttäviä, taloudellisia siltosten päätytukirakenteita sekä niiden suunnittelu - ja rakennusmenetelmiä.

Työryhmän toimesta on suoritettu valittujen rakenneratkaisujen mitoituslaskelmia useita menetelmiä käyttäen sekä vertailtu eri varmuuskerroinyhdistelmillä saatuja tuloksia toisiinsa.



### 1.3 PTL:n suositus ja Suomen liite

PTL:n suositus ja sen Suomen liite muodostavat yhden kokonaisuuden siten, että edellinen toimii jälkimmäisen johdantona. Suomen liitteen otsikointi ja numerointi ovat pääpiirteissä samat kuin PTL:n suosituksessa. Uutena kohtana esiintyy kuitenkin kohta 2.6 Osavarmuuskertoimet.

## 2. YLEISET SUUNNITTELUA JA RAKENTAMISTA KOSKEVAT SUOSITUKSET

### 2.5 Penkereen rakentamista koskevat yleiset vaatimukset

#### 2.5.1 Levykuormituskokeen suorittaminen

Levykuormituskokeen avulla mitataan penkereen kantavuutta ja myös sen tiiviyyttä. Kokeessa kuormitetaan alustaa pyöreän  $\varnothing$  0.30 m teräslevyn välityksellä käyttäen tietyn suuruisia kuormituksia. Kantavuutta kuvaavat arvot lasketaan levyn painuman sekä kuormituksen perusteella.

Laitteiston asennustyön jälkeen levyä kuormitetaan n. 3.5 kN:n esikuormalla, jotta levyn alle pantu ohut hiekka-tasauskerros tiivistyy. Esikuormituksen jälkeen levyn reunalle sijoitetut kolme mittakelloa siirretään osoittamaan lukemaa 0. Kuormitusta nostetaan vaiheittain 10 kN:n välein 10 kN:sta 80 kN:iin. Kun levyn painumisnopeus on kuormituksen nostamisen jälkeen pienentynyt alle 0.1 mm/min., luetaan mittakellot ja lukemat merkitään muistiin. Kun on saatu lukemat maksimikuorman (80 kN) aiheuttamasta painumasta, kuormitus poistetaan hitaasti. Kuormituksen aiheuttama pysyvä painuma merkitään muistiin. Tämän jälkeen kuormitusta nostetaan uudelleen vaiheittain kuten edellä ja merkitään muistiin mittakellojen lukemat. Mikäli maapohja murtuu kuormitettaessa, koe on keskeytettävä.



Kokeen jälkeen lasketaan mittakellolukemien keskiarvot eri kuormilla. Kantavuusarvo  $E$  lasketaan kaavasta:

$$E = 1.5 \frac{ap}{s}, \text{ jossa}$$

$a$  = levyn säde (m)

$s$  = painuma (m)

$$p = \text{puristuspaine} = \frac{P}{\pi a^2}$$

$P$  = kuorma (MN)

Koetulokset esitetään graafisesti painuma ( $s$ ) - kuorma ( $P$ ) koordinaatistossa.  $E$ -arvo lasketaan yleensä sen painuman perusteella, joka on saatu suurimmalle käytetylle kuormalle (80 kN). Mikäli maapohja on murtunut kuormitettaessa,  $E$ -arvo lasketaan murto-kuormaa pienemmän kuorman perusteella. Ensimmäisestä kuormitussarjasta laskettu kantavuusarvo merkitään  $E_1$ :ksi ja toisesta laskettu arvo  $E_2$ :ksi.

#### 2.5.2 Kokemuksia levykuormituskokeen käytöstä Suomessa

Levykuormituslaitteisto soveltuu kaikkien kitkamaalajien kantavuuden mittaukseen. Mikäli maaperässä on runsaasti yli 150 mm kiviä, on kokeessa käytettävä suurempaa levyä.

TVH käyttää levykuormituskoetta pääasiassa tien päällysrakenteen kantavuuden mittaukseen. Uusien päätieverkon teiden rakentamisessa kantavuusarvoille on asetettu seuraavat vaatimukset:

	$E_2$ (MN/m <sup>2</sup> )	$E_2/E_1$
Jakava kerros	$\geq 125$	$\leq 2.20$
Kantava kerros	$\geq 175$	$\leq 2.20$

Jakavan ja kantavan kerroksen materiaali on suhteistunutta soraista hiekkaa, soraa tai vastaavaa murskattua materiaalia.

Jakavan ja kantavan kerroksen kantavuusmittauksissa on vuosina 1968 - 1971 saatu koko maan keskiarvoiksi seuraavat tulokset:

	Kantava kerros				Jakava kerros			
	1968	1969	1970	1971	1968	1969	1970	1971
$E_2$ (MN/m <sup>2</sup> )	261	254	260	244	241	219	217	208
$E_2/E_1$	1.70	1.71	1.67	1.70	1.76	1.79	1.73	1.78

Perustettaessa sillan päätytuki penkereelle on kantavuusvaatimuksiksi asetettu  $E_2 \geq 200 \text{ MN/m}^2$  ja  $E_2/E_1 \leq 2.20$ . Kantavuus on tarkistettu jokaisesta kerroksesta. Penkereet on rakennettu suhteistuneesta murskeesta. Penkereiden rakentajien mielestä asetetut vaatimukset ovat olleet sopivia ja vaatimukset on saavutettu.

#### 2.5.3 Levykuormituskokeen tulosten riippuvuus maan tiiviysasteesta

Proctor-kokeen avulla saadaan selville ainoastaan penkereen suhteellinen tiiviys. Lisäksi proctortiiviys ei kuvaa kuin n. 20 cm:n paksuisen kerroksen tiiviyyttä. Levykuormituskokeella saadaan selville penkereen absoluuttinen kantavuus ja sen vaikutus ulottuu n. 50 cm:n syvyyteen.

Levykuormitus - ja Proctor-kokeen tulosten välistä riippuvuutta on tutkittu mm. Saksassa (Voss) ja Suomessa (Lehtinen). Tutkimuksissa on havaittu, että tutkittavalla materiaalilla on erittäin suuri vaikutus mainittuun riippuvuuteen. Kuvissa 2.5.1 ja 2.5.2 on esitetty saatuja tutkimustuloksia.

#### 2.5.4 Levykuormituskokeen tulosten riippuvuus maan vesipitoisuudesta

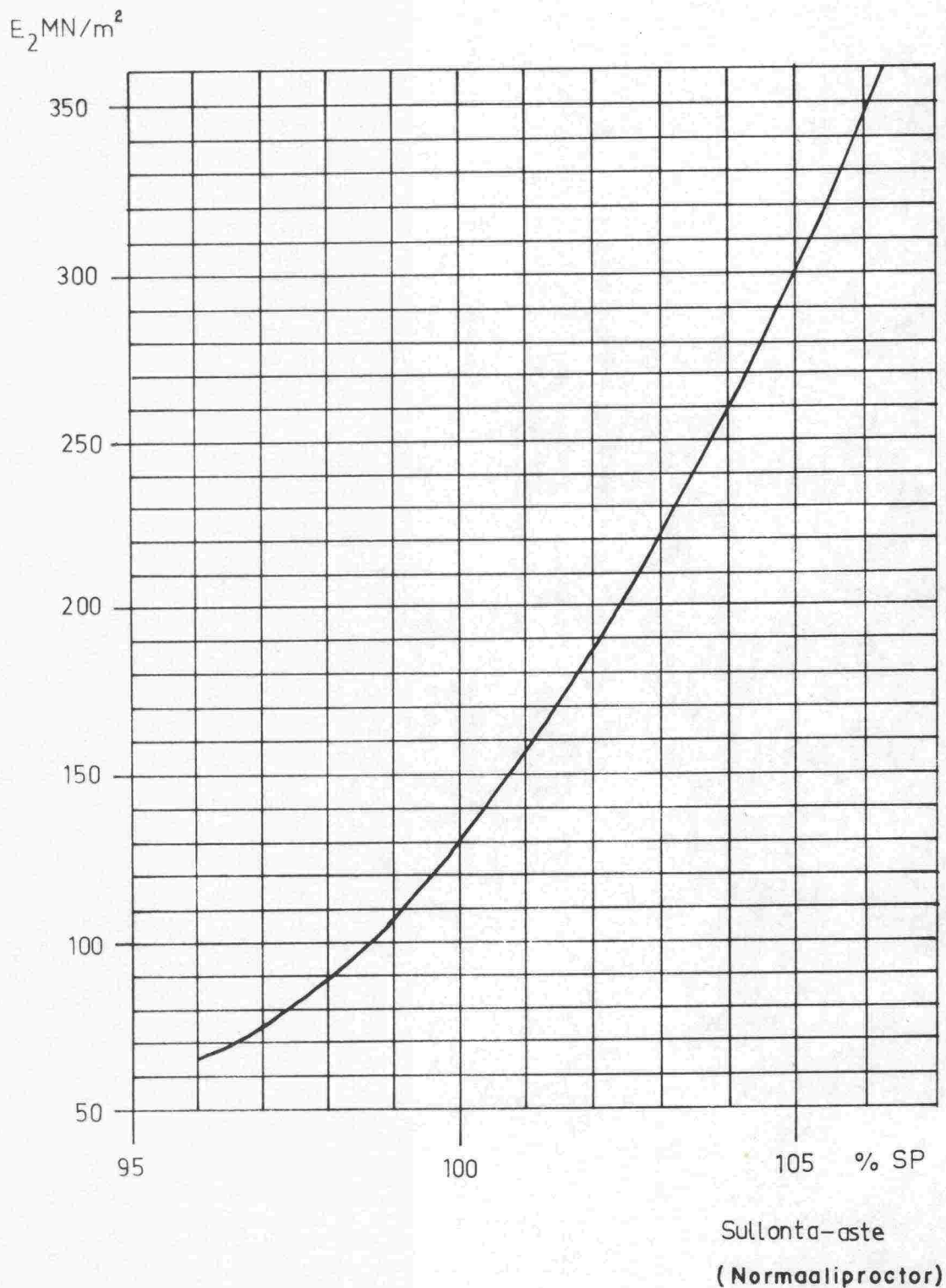
Kantavuusarvot riippuvat jossain määrin maan vesipitoisuudesta. Määräävimpinä tekijöinä kantavuuteen ovat kuitenkin pengermateriaali ja tiiviysaste, johon



# KUVA 2.5.1

Kokoonpuristuvuusmodulin riippuvuus maan tiiviys-  
asteesta.

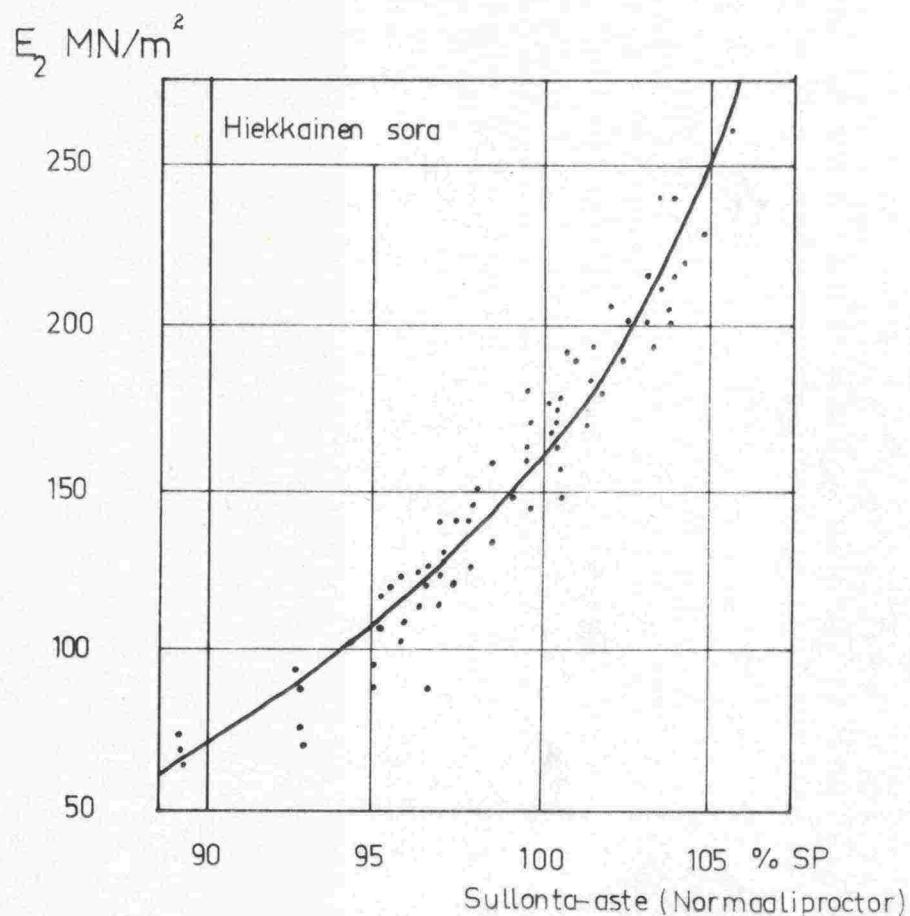
Maalaji: karkea hiekka tai sorainen hiekka



(1) Lehtinen: Soratien kantavuus, Helsinki 1965

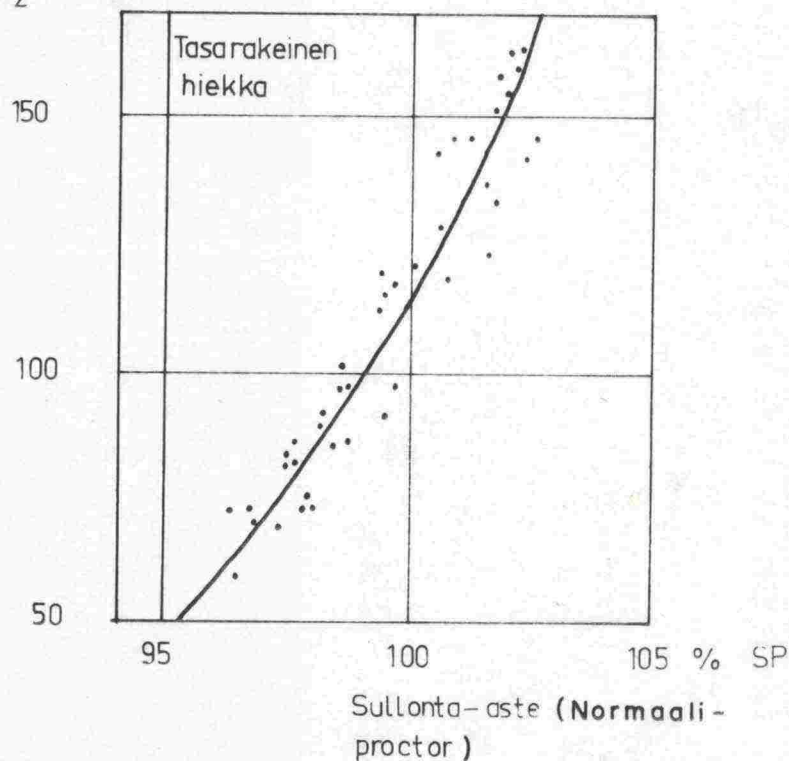
## KUVA 2.5.2

Kokoonpuristuvuusmodulin riippuvuus maan tiivysasteesta



Kokoonpuristuvuusmoduli

$E_2$  MN/m<sup>2</sup>





puolestaan vesipitoisuus vaikuttaa. Esimerkiksi kastelun jälkeen pengermateriaalin kosteus saattaa olla n. 6 - 7 %. Kun materiaali kuivuu 2 - 3 päivää, saattaa kosteus laskea noin 4 %-yksikköä, missä ajassa materiaalin sisäinen lujuus jonkin verran lisääntyy. Tällöin saattaa  $E_2$ -arvo nousta 25 - 40 %. Tiivistystyömäärään nähden tällä seikalla on huomattava vaikutus. Mikäli kantavuusmittaukset tehdään välittömästi kastelun jälkeen, ollaan lopullista kantavuutta ajatellen varmemmalla puolella, koska kantavuus paranee materiaalin kuivuessa.

## 2.6 Osavarmuuskertoimet

2.6.1 Penkereen kantavuus ja vakavuus tarkistetaan laskennallisessa murtotilassa. Tämä tarkoittaa sitä, että tarkasteluissa käytetään laskentavertoina osavarmuuskertoimilla kerrottuja kuormia ja osavarmuuskertoimilla jaettuja ainevakioita, ja tarkastetaan onko kantavuus ja/tai vakavuus riittävä.

### 2.6.2 Kuorman osavarmuuskertoimet

Kuorman osavarmuuskertoimina ehdotetaan käytettäväksi seuraavia kertoimia:

- maan omapaino 1.0
- pysyvä kuorma 1.2
- muuttuva kuorma, tavallinen kuormitus 1.8
- muuttuva kuorma, harvinainen kuormitus 1.5

Kertoimet pysyvän kuorman ja muuttuvan kuorman osalta vastaavat jaoston n:o 60 kuormaryhmän NKB:lle 25.5. 1972 antamassa lausunnossaan esittämiä kertoimia. Vaurioiden taloudellisista seuraamuksista johtuvalle lisäkertoimelle on käytetty arvoa 1.2.

### 2.6.3 Materiaalin osavarmuuskertoimet

Maan kitkakulman tangentti  $\tan \phi_k$  ja maan koheesio  $c_k$

muutetaan laskenta-arvoiksi jakamalla ne materiaalin osavarmuuskertoimilla  $\gamma_\phi$  ja  $\gamma_c$ .

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi_k}{\gamma_\phi} \quad c_d = \frac{c_k}{\gamma_c} \quad (2.6.1.)$$

Materiaalin osavarmuuskertoimiksi ehdotetaan DS 415 (Dansk Standard 415, 6. Fundering) mukaisia kertoimien  $\gamma_\phi$  ja  $\gamma_c$  arvoja.

$\gamma_\phi$ :n arvona siellä käytetään arvoa 1.2 vakavuus- ja maanpainen tarkasteluissa ja arvoa 1.25 kantavuustarkasteluissa.  $\gamma_c$ :n arvona käytetään vastaavasti arvoa 1.5 vakavuus- ja maanpainen tarkasteluissa ja arvoa 1.7 kantavuustarkasteluissa (4).

### 3. PENKEREEN VARAAN PERUSTETTU PÄÄTYTUKI

#### 3.1 Rakenne ja laatuvaatimukset

Penkereelle perustaminen tulee yleensä kysymykseen vain maapohjan ollessa moreenia tai maaperätutkimuksilla riittävän tiiviiksi tai nopeasti tiivistyväksi todettua kitkamaata. Kyseessä olevan perustamistavan valintaan vaikuttavat lisäksi mm. penkereen korkeus, sillan tukireaktio ja sallitut painumat sekä mahdollisuudet rakennusaikaisiin työjärjestelyihin (esim. painuma-ajan varaaminen penkereelle ja/tai ylipengerrys).

Penkereelle perustetun anturan kantavuuden laskennallisen tarkastelun perustana ovat luonnollisen maan ja pengermateriaalin lujuus- ja kokoonpuristuvuusominaisuudet. Nämä ominaisuudet voidaan määrätä geoteknillisten parametrien avulla. Tärkeä on myös pohjaveden pinnan taso. Laskelmissa tulee käyttää havaintoihin perustuvaa pohjaveden pinnan tasoa, jossa on huomioitu mahdollisten kausivaihtelujen vaikutus.



Laskelmissa käytetyt pohjamaan geoteknilliset parametrit tulisi yleensä määrittää maaperä- ja laboratoriotutkimusten perusteella. Ellei luonnollisen maan tilavuuspainoa ja kitkakulmaa ole tarkemmin selvitetty, voidaan niiden arvioinnissa käyttää taulukossa 3.1.1 esitettyjä arvoja. Taulukosta 3.1.2 saadaan maan tiiviyn, raemuodon ja raekoostumuksen vaikutus kitkakulmaan. Maan tiiviystä johtuva kitkakulman lisäys saadaan kuitenkin ottaa huomioon laskelmissa vain luotettavan selvityksen perusteella.

Kokoonpuristuvuusmodulin (kts. 3.32 Kokoonpuristuvuusmodulin määrittäminen) laskemiseen tarvittava moduliluku  $v$  saadaan kertomalla taulukossa 3.1.1 esitetty moduliluku  $v'$  maan tiiviyn mukaisella kertoimella  $k$  (Maan tiiviyn mukaan korjattu moduliluku  $v = k v'$ ). Mikäli pohjaveden vaikutusta kokoonpuristuvuusmoduliin ei ole kokeellisesti tai muuten tarkemmin selvitetty, pienennetään sitä 40 % pohjaveden pinnan alapuolella.

TAULUKKO 3.1.1 Pohjamaan geoteknilliset parametrit (38)

Maalaji	Tilavuuspaino $\text{kN/m}^3$		Kitkakulma $\phi$	Moduliluku $v'$ $\text{MN/m}^2$
	Vedenpinnan yläpuolella $\gamma$	Vedenpinnan alapuolella $\gamma'$		
Louhoski- vitäyte	16.....18	10.....11	$42^\circ$	
Sora	17.....19	11	$34^\circ$	40
Hiekka	17.....19	11	$32^\circ$	30
Hieta	17.....19	11	$30^\circ$	20
Pohjamo- reeni	19.....21	11.....12	—	40

TAULUKKO 3.1.2 Tiiviyyden, raemuodon ja raekoostumuk-  
sen vaikutus kitkakulmaan ja moduli-  
lukuun (38)

Vaikuttava tekijä	Rakenne	Kitka- kulman korjaus $\Delta\phi^{\circ}$	Modulilu- vun kor- jauskerroin k
Tiiviys	löyhä rakenne keskitiivis rakenne tiivis rakenne	-1...-6 0 +1...+6	0.5 1 2
Raemuoto	pyöristyneet rakeet tavalliset rakeet teräväsärmäiset ra- keet	-1...-5 0 +1...+2	
Raekoostumus	tasarakeinen hiekka ja sora tavallinen hiekka ja sora suhteistunut (moni- lajitteinen) maa	-1...-3 0 +1...+2	

Pengermateriaalin tulee yleensä täyttää taulukossa 3.1.3 esitetyt materiaali vaatimukset. Samat vaatimukset on esitetty rakeisuuskäyrien avulla kuvassa 3.1.1. Kantavuus- ja painumalaskennassa voidaan, ellei tarkempia tutkimuksia suoriteta, käyttää taulukossa 3.1.3 esitettyjä keskimääräisiä arvoja. Painumalaskelmia suoritettaessa voidaan kokoonpuristuvuusmoduli olettaa vakioksi ( $200 \text{ MN/m}^2$ ) koko penkereen korkeudelta.

TAULUKKO 3.1.3 Pengermateriaalin geoteknilliset pa-  
rametrit

Materiaali vaatimukset					Materiaali ominaisuudet		
Materiaali	$d_{50}$ mm	$\frac{d_{60}}{d_{10}}$	d max mm		Kokoon- purist. moduli E ( $\text{MN/m}^2$ )	Tilav. paino $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	Kitka- kulma $\phi$ ( $^{\circ}$ )
			Penke- reen ylä- osa	Penke- reen ala- osa			
1 Murskesora Murske	4-35	8-100	150	400	200	22	44
2 Sorainen hiekka Sora	1-20	8-100	150	400	200	22	38



Maaperä- ja laboratoriotutkimukset suoritetaan TVH:n "Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita 1970" noudattaen. Näiden tutkimusten avulla tulee pyrkiä määrittämään myös pohjamaan kokoonpuristuvuusmoduli ja kitkakulma. (39)

Pohjamaan kokoonpuristuvuusmoduli voidaan määrittää yleensä parhaiten ödometrikokeen avulla. Ödometrikokeen renkaiden koon tulisi olla mieluummin  $\phi$  200...  $\phi$  300 mm. Pohjamaan pintakerroksen kokoonpuristuvuusmoduli voidaan määrittää joissakin tapauksissa myös levykuormituskokeen avulla, jolloin koe on suoritettava vähintään 0,5 m syvyisen kuopan pohjalta.

### 3.2 Kantavuus- ja vakavuustarkastelu

#### 3.2.1 Yleistä kantavuus- ja vakavuustarkastelun suorittamisesta

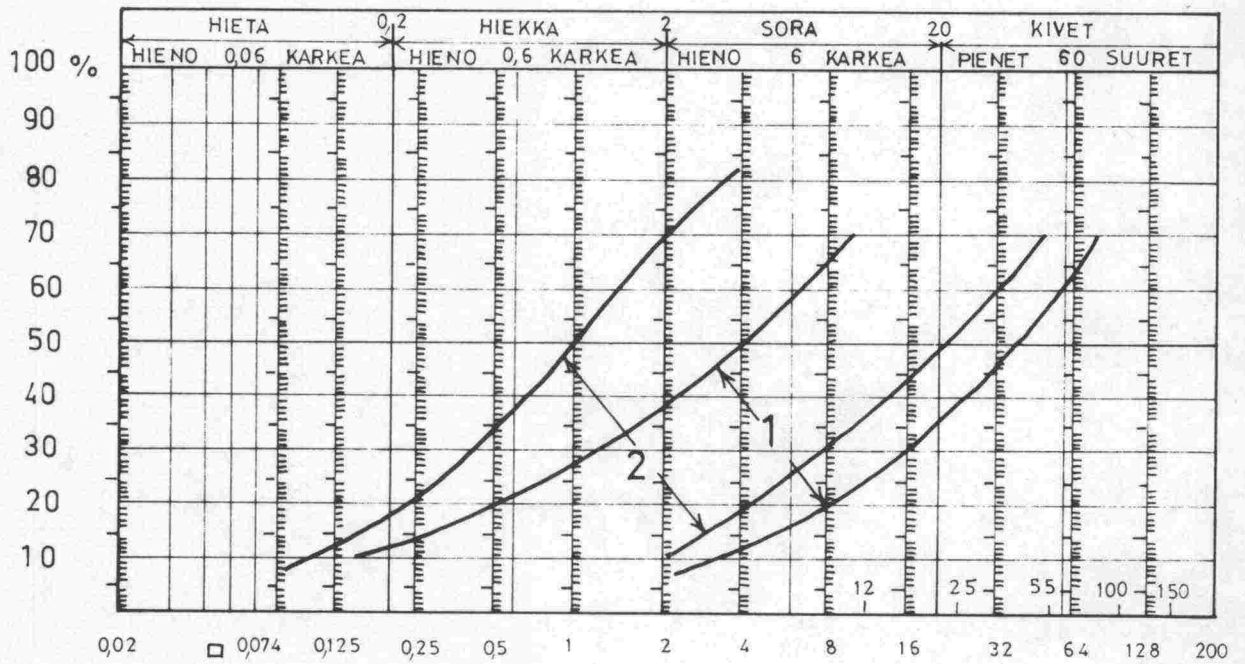
Kantavuus- ja vakavuustarkastelu suoritetaan seuraavassa esitettyjen tai vastaavien laskentamenetelmien mukaisesti. Kantavuustarkastelun avulla pyritään selvittämään varmuus paikallista murtumaa varten. Vakavuustarkastelun avulla pyritään varmistamaan penkeen kokonaisstabiliteetti.

Sekä kantavuus- että vakavuustarkastelu suoritetaan nk. nimellisessä murtotilassa. Tämä tarkoittaa sitä, että laskenta-arvoina käytetään osavarmuuskertoimilla kerrottuja kuormia ja osavarmuuskertoimilla jaettuja ainevakioita. Osavarmuuskertoimet on esitetty kohdassa 2.6.

Kantavuus- ja vakavuustarkastelua suoritettaessa oletetaan, että antura on äärettömän jäykkä ja keskeisesti kuormitettu. Kuormat yhdistetään (ks. kuva 3.2.1) perustamistasoa vastaan kohtisuoraksi resultantiksi  $V_Q$  ja perustamistasossa anturan lyhyemmän sivun suuntaiseksi resultantiksi  $H_{QB}$  ja anturan pidemmän sivun suuntaiseksi resultantiksi  $H_{QL}$ . Anturaan vaikuttavat

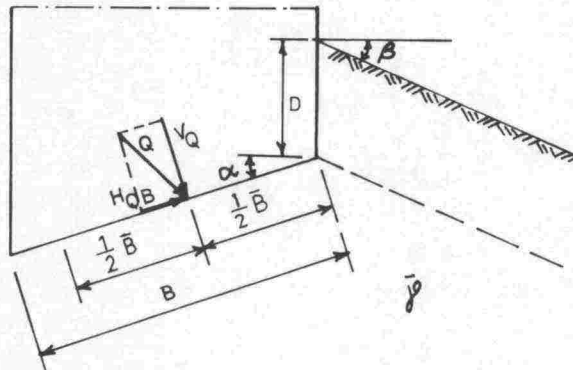
### KUVA 3.1.1

Pengermateriaalin rakeisuusalueet



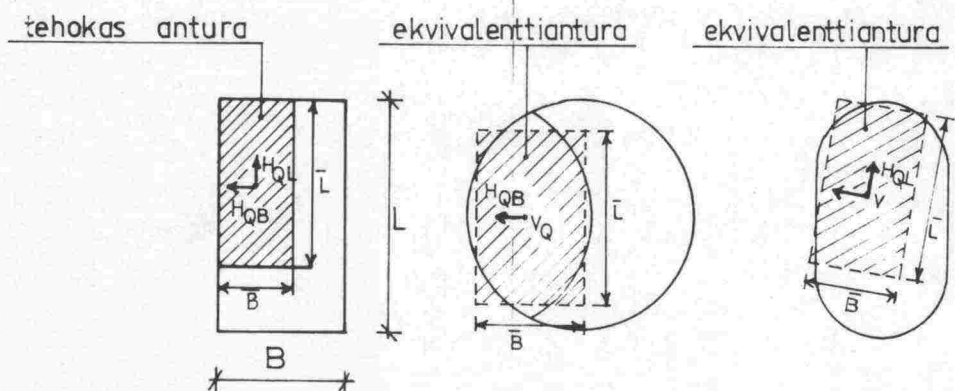
### KUVA 3.2.1

Kantavuuskaavan merkinnät



### KUVA 3.2.2

Tehokas antura ja ekvivalenttiantura





momentit yhdistetään pidemmän symmetria-akselin ympäri kiertäväksi momentiksi  $M_{QB}$  ja lyhyemmän symmetria-akselin ympäri kiertäväksi momentiksi  $M_{QL}$ . Tämän jälkeen siirretään resultanttia  $V_Q$  siten, että saadaan momentit eliminoiduiksi. Kantavuus- ja vakavuustarkastelussa käytetään anturan pienennettyä nk. tehokasta kokoa tai ekvivalenttikokoa  $\bar{B} \cdot \bar{L}$ . Mitat  $\bar{B}$  ja  $\bar{L}$  määräytyvät siten, että siirretty resultantti  $V_Q$  sijoittuu tehokkaaseen pinta-alaan nähden keskeisesti (kuva 3.2.2).

Suorakaiteenmuotoisen anturan tapauksessa saadaan tehokkaan anturan sivumitat seuraavista lausekkeista.

$$\bar{B} = B - 2 \frac{M_{QB}}{V_Q} \quad (3.2.1)$$

$$\bar{L} = L - 2 \frac{M_{QL}}{V_Q} \quad (3.2.2)$$

Yleensä suoritetaan kantavuus- ja vakavuustarkastelu ainoastaan lyhyemmän sivun suunnassa. Mikäli vaakuorma ja/tai momentti anturan pituussuunnassa on merkittävä, suoritetaan kantavuustarkastelu ja vakavuustarkastelu myös anturan pituussuunnassa (3).

### 3.21 Kantavuustarkastelu

Tehokkaan anturan murtokuorma  $Q$  jaettuna pinta-alalla  $A$  voidaan laskea Brinch Hansen'n kantavuuskaavan avulla (3).

$$Q/A = \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q + 1/2 \sqrt{\bar{q}} N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} q_{\gamma} \quad (3.2.3)$$

Merkinnät noudattavat kuvassa 3.2.1 esitettyjä merkintöjä. Kantavuuskaava on tarkoitettu kitkamaita varten, jolloin maan koheesio  $c_d = 0$ .

$\bar{q}$  = maan tehokas pystysuora jännitys perustamistassossa

- $N_q$  = perustamistasossa vallitsevasta pystysuorasta jännityksestä riippuva kantavuusvakio.  
 $\bar{\gamma}$  = perustamistason alapuolella olevan maan tehokas tilavuuspaino.  
 $N_{\gamma}$  = perustamistason alapuolella olevan maan kitkakulmasta riippuva kantavuusvakio.  
 $s$  = anturan muotokerroin  
 $d$  = perustamistasosta riippuva kerroin  
 $i$  = kuormaresultantin kaltevuudesta riippuva kerroin  
 $g$  = maanpinnan kaltevuudesta riippuva kerroin

Kantavuusvakiot  $N_q$  ja  $N_{\gamma}$  voidaan määrätä seuraavista analyttisistä lausekkeista tai kuvasta 3.2.3.

$$N_q = e \pi \tan \phi_d \tan^2 (45 + \phi_d/2) \quad (3.2.4)$$

$$N_{\gamma} = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi_d \quad (3.2.5)$$

$\phi_d$  = laskelmissa käytetty nimelliskitkakulma

Anturan muodosta riippuva kerroin  $s$  voidaan määrätä taulukosta 3.2.1.

TAULUKKO 3.2.1 Anturan muodosta riippuva kerroin (12)

Anturan muoto	$s_q$	$s_{\gamma}$
$L = \infty$	1.0	1.0
Suorakaide	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$
Ympyrä	1.3	0.6

Perustamistasosta riippuva kerroin  $d_q$  määrätään kaavasta 3.2.6.

$$d_q = 1 + 0.35 \frac{D}{B} \quad (3.2.6)$$

Kuormaresultantin kaltevuudesta riippuva kerroin  $i$  saadaan kaavoista 3.2.7 ja 3.2.8.

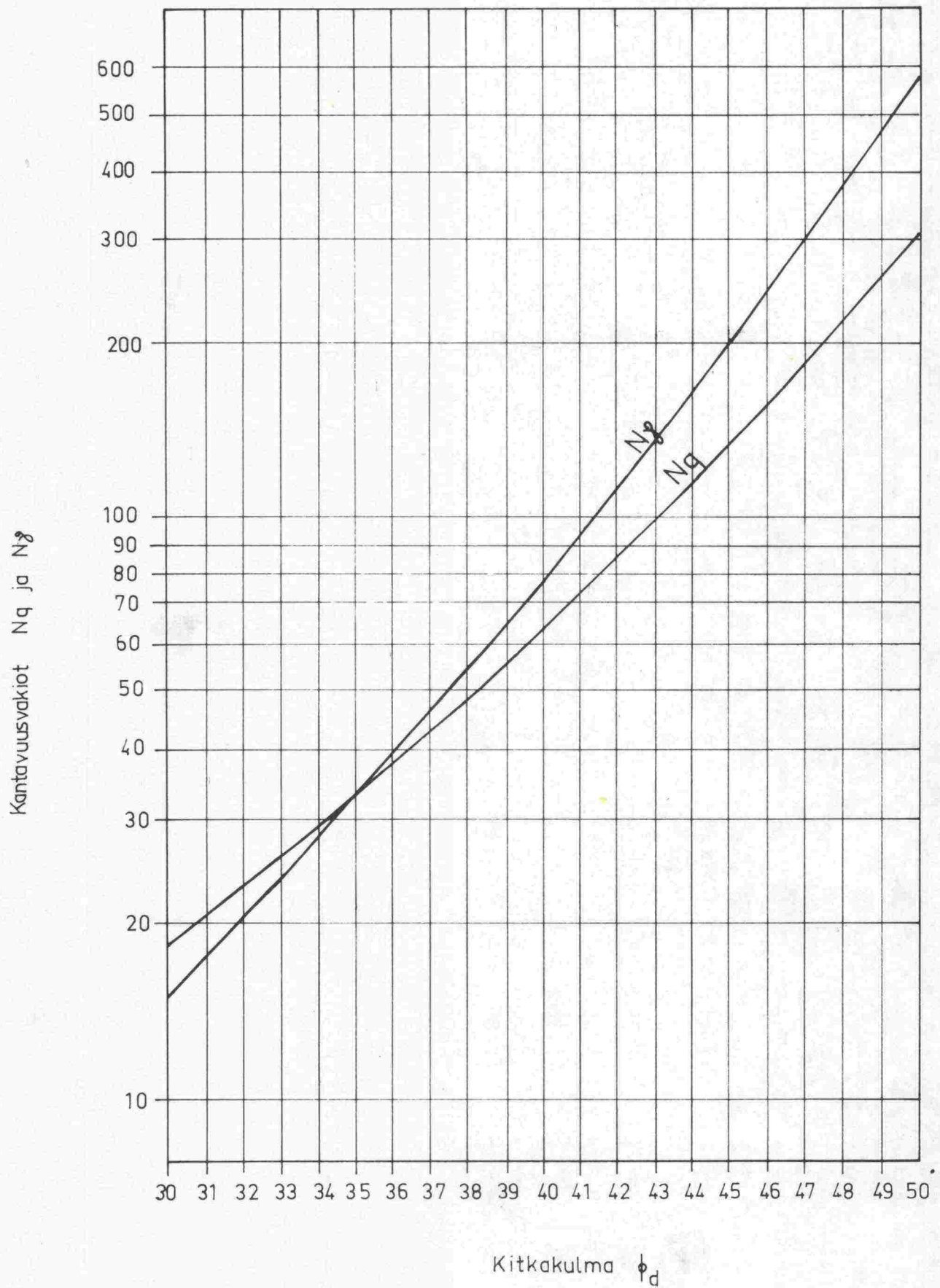
$$i_q = \left(1 - \frac{H_{Qd}}{V_{Qd}}\right)^2 \quad (3.2.7)$$

$$i_{\gamma} = (i_q)^2 \quad (3.2.8)$$



# KUVA 3.2.3

Kantavuusvakiot  $N_q$  ja  $N_\gamma$



$H_{Qd}$  = osavarmuuskertoimilla kerrottu vaakakuorma tarkasteltavassa suunnassa.

$V_{Qd}$  = osavarmuuskertoimilla kerrottu pystykuorma.

Maanpinnan kaltevuudesta riippuva kerroin  $q$  määrätään seuraavasti:

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5, \phi_d \geq \beta \geq 0 \quad (3.2.9)$$

Kantavuuskaavaa käytettäessä ei voida ottaa huomioon kerroksellisen maan muuttuvia lujuusominaisuuksia.

Tämä kaava edellyttää ts., että maan kitkakulma ja tilavuuspaino ovat vakioita siinä osassa maata, jossa mahdollinen paikallismurtuma tapahtuisi.

### 3.22 Vakavuustarkastelu

Vakavuustarkastelu suoritetaan kitkamaissa yleensä kitkaympyrämenetelmällä, logaritmisilla spiraaleilla tai Bishop'n menetelmällä. Bishop'n menetelmä soveltuu parhaiten käytettäväksi silloin, kun maa on kerroksellista. Sitä käytettäessä voidaan liukupinnan muoto valita vapaasti. Kitkamaissa voidaan suositella logaritmisten spiraalien käyttöä. Yksinkertaisuutensa vuoksi voidaan myös käyttää sylinterin muotoisia liukupintoja.

Bishop'n menetelmää käytettäessä jaetaan liukupinnan yläpuolella oleva maakappale pystysuoriin lamelleihin, joissa kitkakulman  $\phi_d$  liukupinnan tasossa katsotaan olevan vakio. Lamellien leveydet valitaan yleensä samansuuruisiksi, esim. 1 m. (Kuva 3.2.4)

Koska laskennassa käytetään osavarmuuskertoimilla kerrottuja kuormia, pyritään varmuuteen  $F_\phi \geq 1.0$ . Laskelmissa käytettävä kerroin  $m_\alpha$  saadaan tällöin seuraavasti:

$$m_{\alpha} = \cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \phi_d / F_{\phi}) = \cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \phi_d) \quad (3.2.10a)$$

$$m_{\alpha 1} = \cos \alpha_1 (1 + \tan \alpha \tan \phi_d) \quad (3.2.10b)$$

Horisontaalivoimien tapauksessa käytetään kulmaa

$$\alpha_1 = 90^\circ - \alpha.$$

Laskelmat suoritetaan parhaiten taulukon 3.2.2 muodossa.

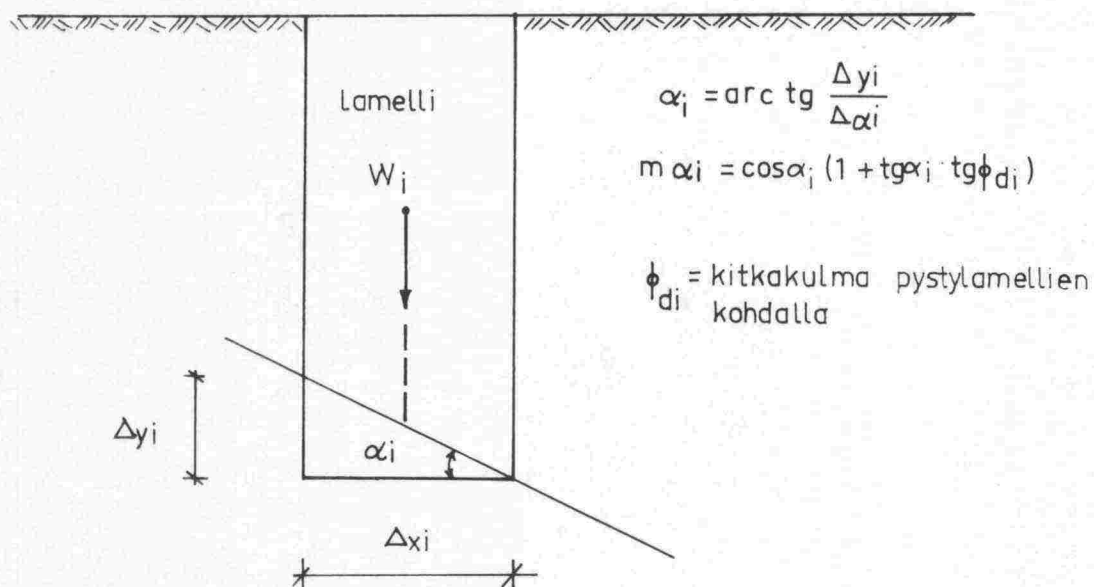
TAULUKKO 3.2.2 Bishop'n menetelmän laskentakaavio

Lamelli	$\Delta x$	$\Delta y$	$W$	$\alpha$	$\sin\alpha$	$W\sin\alpha$	$\phi_d$	$W\tan\phi$	$m_\alpha$	$W\tan\phi_d/m_\alpha$
1	$\Delta_{x1}$	$\Delta_{y1}$	$W_1$	$\alpha_1$	$\sin\alpha_1$	$W_1\sin\alpha_1$	$\phi_{d1}$	$W_1\tan\phi_{d1}$	$m_{\alpha_1}$	$W_1\tan\phi_{d1}/m_{\alpha_1}$
2	$\Delta_{x2}$	$\Delta_{y2}$	$W_2$	$\alpha_2$	$\sin\alpha_2$	$W_2\sin\alpha_2$	$\phi_{d2}$	$W_2\tan\phi_{d2}$	$m_{\alpha_2}$	$W_2\tan\phi_{d2}/m_{\alpha_2}$
n	$\Delta_{xn}$	$\Delta_{yn}$	$W_n$	$\alpha_n$	$\sin\alpha_n$	$W_n\sin\alpha_n$	$\phi_{dn}$	$W_n\tan\phi_{dn}$	$m_{\alpha n}$	$W_n\tan\phi_{dn}/m_{\alpha n}$
						$\Sigma W\sin\alpha$			$\Sigma W\tan\phi_d/m_\alpha$	



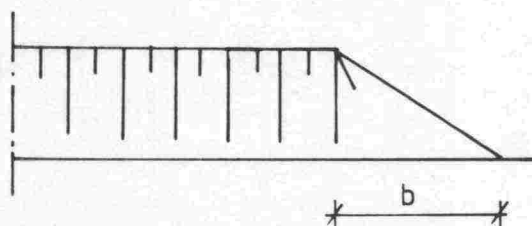
### KUVA 3.2.4

Vakavuuslaskennan merkinnät

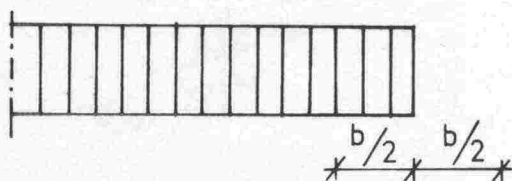


### KUVA 3.3.1

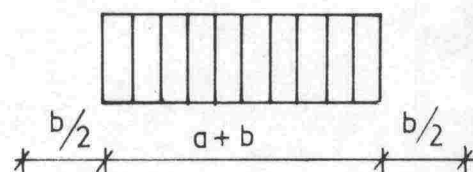
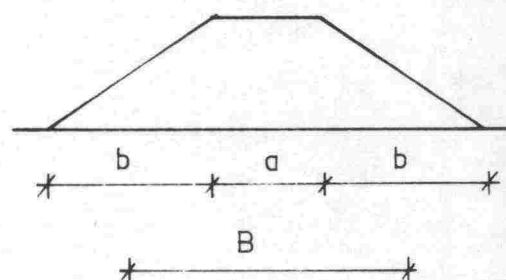
Päätypenger , sivukuva



idealisoitu päätypenger



Päätypenger , päätykuva



$$\sigma_z = \frac{Q/L}{2(B + z)} \quad (3.3.1)$$

$Q/L$  = penkereen paino metriä kohti

$B$  = penkereen idealisoitu leveys

$z$  = syvyys maanpinnasta mitattuna

Jännitys pengerpäädyn sivuluiskan puolivälissä lasketaan kaavasta 3.3.2.

$$\sigma_z = \frac{Q/L}{2(2B + z)} \quad (3.3.2)$$

Jännityksiä laskettaessa oletetaan antura äärettömän jäykäksi ja määrätään sen alla oleva keskimääräinen jännitys taipuisan anturan nk. tunnuspuoleen C avulla. Pisteessä C jännitys on sama kuin äärettömän jäykän anturan alla esiintyvä keskimääräinen jännitys. Jännitys puoleen C kohdalla saadaan laskemalla yhteen osien I...IV nurkkajännitykset. Nurkkajännitys syvyyden funktiona saadaan kaavasta 3.3.3 (Kuva 3.3.2)

$$\sigma_z = \frac{Q}{(2B' + z)(2L' + z)} \quad (3.3.3)$$

jossa  $B'$  ja  $L'$  ovat kyseessä olevan osan sivujen pituudet. Anturan jäykkyys voidaan tarkemmin ottaa huomioon käytettäessä esim. alustaluku- ja modulimenetelmää. Tässä liitteessä esitettyä menetelmää voidaan yleensä tämänlaatuissa tehtävissä pitää riittävän tarkkana.

### 3.32 Kokoonpuristuvuusmodulin määrittäminen

Kokoonpuristuvuusmoduli kasvaa yleensä kitkamaassa syvyyden funktiona. Edelleen oletetaan, että kokoonpuristuvuusmoduli on maan tehokkaan jännityksen funktio (tangentialmoduli), jolloin

$$E_z = v \sigma_z^\omega \quad (3.3.4)$$

$v$  = moduliluku

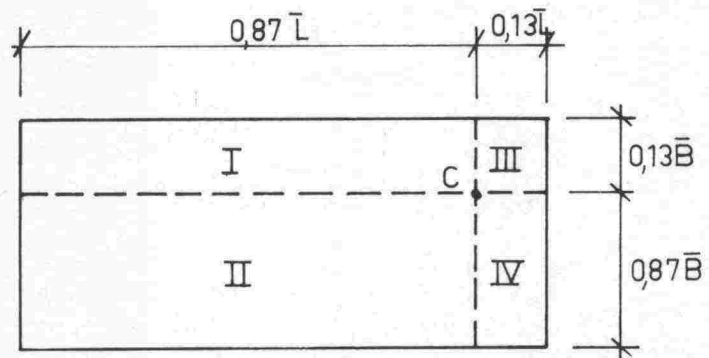
$\omega$  = modulieksponentti, yleensä oletetaan  $\omega = 0,5$

$\sigma_z$  = tehokas pystysuora jännitys maassa  $[\text{kp/cm}^2]$

### KUVA 3.3.2

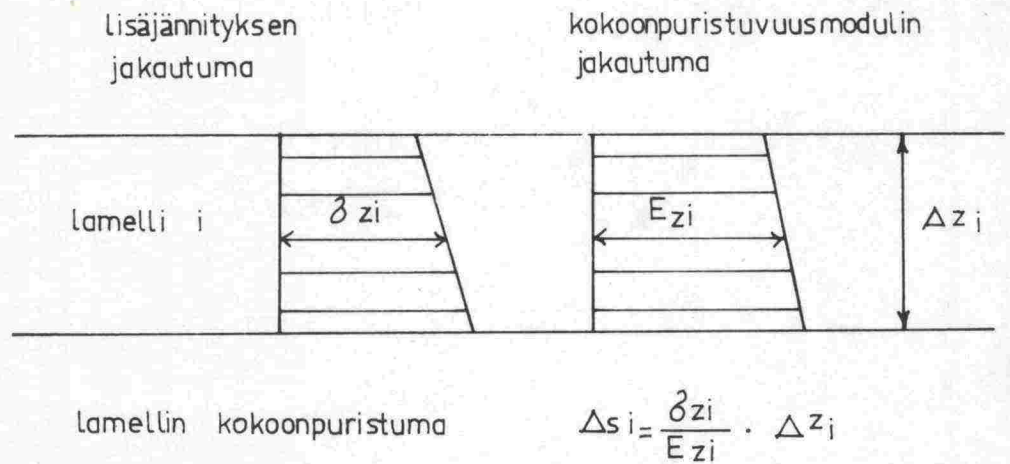
Tunnuspisteen C sijainti

- I  $B' = 0,13 \bar{B}$   
 $L' = 0,87 \bar{L}$
- II  $B' = 0,87 \bar{B}$   
 $L' = 0,87 \bar{L}$
- III  $B' = 0,13 \bar{B}$   
 $L' = 0,13 \bar{L}$
- IV  $B' = 0,87 \bar{B}$   
 $L' = 0,13 \bar{L}$



### KUVA 3.3.3

Painumatarkastelun merkinnät







### 3.4 Työn suoritustapa ja valvonta

Penger on rakennettava kerroksittain lämpimänä vuoden aikana. Tiivistys suoritetaan tehokasta tärykalustoa käyttäen 30-50 cm:n kerroksina riippuen käytettävissä olevasta tiivistyskalustosta. Tiivistystulosta voidaan parantaa kastelemalla materiaali ennen tiivistystä optimikosteuteen. Jokaisen kerroksen kantavuus tarkistetaan vähintään kuuden levykuormituskokeen avulla. Kustakin kerroksesta saadun keskimääräisen kantavuusarvon  $E_2$  tulee olla vähintään  $200 \text{ MN/m}^2$ . Kantavuusarvojen  $E_2/E_1$  suhteen keskiarvo saa olla kerroksessa korkeintaan 2,20.

## 4. PENKEREEN YLÄOSAAN ULOTTUVIEN PAALUJEN VARAAN PERUSTETTU PÄÄTYTUKI (PAALUTUKI)

### 4.1 Rakenne ja laatuvaatimukset

Paalutukea käytetään silloin, kun pohjamaan kantavat kerrokset sijaitsevat niin syvällä, ettei maanvarainen perustus eikä perustaminen penkereelle tule kysymykseen taloudellisista tai teknillisistä syistä.

Paalutuet voidaan tehdä käyttäen joko lyönti- tai kaivinpaaluja. Paalutukiratkaisuun liittyy usein joko kaivamalla tai pengertämällä tehty massanvaihto tai pengerpaalutus. Paalutuen paalut voivat olla joko pysty- tai vinopaaluja.

Käytettäessä lyöntipaaluja tehdään paalujen päälle yleensä laakeripalkki. Kaivinpaalut valetaan useimmiten kiinni sillan kansirakenteeseen, mikäli silta on lyhyt (alle 50 m), eikä ole esijännitetty. Paalut voidaan myös tarvittaessa nivelöidä tai yhdistää laakeripalkilla.

Jos lyöntipaalut lyödään penkereen läpi, tulee pengerperiaalina käyttää hiekkaa tai soraa, jonka mak-



simiraekoon tulee olla pienempi kuin 60 mm. Lyöntipaaluja ei kuitenkaan tule käyttää silloin, kun pohjamaa on kivistä. Paalutustyössä noudatetaan TVH sillanrakennustöiden yleisen työselityksen määräyksiä. Lyöntipaaluina käytetään yleensä TVH:n tyyppi-piirustusten mukaisia teräsbetonipaaluja.

Kaivinpaalujen yhteydessä voidaan pengermateriaalina käyttää hiekkaa, soraa tai moreenia, jonka maksimiraekoko ei ylitä 200 mm. Penkereen yläosissa, routarajan yläpuolella, siltarakenteiden läheisyydessä on kuitenkin käytettävä routimatonta materiaalia. Kaivinpaalujen betonin voidaan katsoa vastaavan A-betonia, jonka lujuus on  $30 \text{ MN/m}^2$ , katso sivu 33.

#### 4.2 Kantavuustarkastelu

Maan lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet määrätään geoteknillisten parametrien avulla. Paalun kantavuuden arvioimisessa tarvitaan ympäröivän maan tehokas tilavuuspaino ja kitkakulma. Näiden avulla voidaan laskea paalukärjen kantokyky. Paalun vaippavastus mobilisoituu vasta kun paalu painuu 5...20 mm. Vaippavastuksen arvioimisessa tarvitaan paalumateriaalin ja maan välinen kitkakerroin.

Ympäröivän maan tehokas tilavuuspaino ja kitkakulma voidaan arvioida taulukkojen 3.1.1 ja 3.1.2 avulla, mikäli niitä ei ole tarkemmin selvitetty. Vaippavastuksen ja kärkivastuksen arvioinnissa viitataan kirjoituksiin (20), (25), (26), (27) ja (30).

#### 4.3 Mitoitus vaakasuorille rasituksille

Ulkoisten vaakavoimien ja momenttien vaikutuksesta syntyy paaluun muodonmuutoksia, vaakasuoria siirtymiä ja paalun akselin kiertymiä. Ympäröivä maa vastustaa näitä muodonmuutoksia ja paalua vastaan syntyy vaakasuoria maanpaineita. Maanpaineet ovat riip-



puvaisia paalun muodonmuutoksista ja täten ulkoisista voimista. Paalua ympäröivän maan siirtyessä paaluun nähden syntyy paaluun pakkovoimia, jos sen siirtyminen maan mukana on estetty. Sillan kansirakenteisiin kiinni valettuihin ja nivelöityihin paaluihin syntyy pakkovoimia myös kannen kiertymistä ja siirtymistä. Mitoitettaessa paaluja vaaksuorille kuormille ja siirtymille on otettava huomioon sekä paalumateriaalin että ympäröivän maan lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet.

Paalumateriaalin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet kuvataan yleensä paalun hitausmomentin  $I$ , kimmoker-toimen  $E_b$ , betonin kuutiolujuuden  $K_b$  ja hiipumaluvun  $\phi_b$  avulla.

Paalun hitausmomentin laskemisessa voidaan ottaa huomioon paalun raudoitus tilan II mukaan, mutta tällöin on myös otettava huomioon normaalivoiman vaikutus neutraaliakselin sijaintiin. Yleensä voidaan hitausmomentti laskea tilan I mukaan seuraavasti:

$$\text{Pyöreä paalu} \quad I = \pi d^4 / 64 \quad (4.3.1)$$

$$\text{Neliönmuotoinen paalu} \quad I = a^4 / 12 \quad (4.3.2)$$

$d$  = pyöreän paalun halkaisija

$a$  = neliönmuotoisen paalun sivu

Staattisen pysyvän kuorman vaikutuksesta tapahtuvat paalun plastiset muodonmuutokset otetaan huomioon jakamalla kimmokerroin  $E_b$  hiipumaluvulla  $\phi_b$ .

Paalua ympäröivän maan lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet määrätään geoteknillisten parametrien avulla. Maanpaineen ja siirtymän välistä riippuvuutta kuvataan yleensä alustaluvun avulla.

Alustaluku  $k_z$  ilmaisee rakenteen siirtymän ja raken-

netta vastaan kohdistuvan maanpaineen riippuvuuden toisistaan, riippuvuuden ollessa suoraviivainen.

Alustaluvun riippuvuutta maalajista ja tiiviyydestä ei ole vielä paljoakaan tutkittu. Tapauksissa, joissa alustaluvun tarkka tunteminen ei ole välttämätöntä, voidaan alustaluku määrittää kitkamaalle ja koheesiomaalle kaavoista 4.3.3 (15, 16, 19).

$$k_z = n_h z, \quad \text{kitkamaa} \quad (4.3.3a)$$

$$k_z = (30 \dots 130) \tau_u, \text{koheesiomaa} \quad (4.3.3b)$$

$\tau_u$  on koheesiomaan lyhytaikainen leikkauslujuus.

Alustaluku kasvaa kaavan 4.3.3a mukaan kitkamaassa lineaarisesti syvyyden funktiona. Uudemmat tutkimukset ovat osoittaneet, että jakautuma muuttuu käyräviivaiseksi syvyyden kasvaessa (20, 25, 27, 28, 36). Vakio  $n_h$  voidaan määrätä taulukosta 4.3.1.

TAULUKKO 4.3.1 Vakion  $n_h$  arvot kitkamaan tiiviyyden funktiona ( $\text{MN/m}^3$ )

Maan tiiviys	löyhä	normaali	tiivis
Pohjavedenpinnan yläp.	2.5	7.5	20
Pohjavedenpinnan alap.	1.4	5.0	12

Paalun sivusiirtymän kasvaessa kasvaa maanpaine saavuttaen raja-arvonsa, passiivipaineen. Tällöin murtuu maa paalun edestä, sivusiirtymän ollessa yleensä suuruusluokkaa 10...100 mm. Passiivipaine määrätään, ellei tarkempia selvityksiä ole tehty, klassillisen maanpaineteorian mukaan paalun 3...10-kertaiselle leveydelle (halkaisija).

$$P_p = (3 \dots 10) D \sqrt{k_p} z, \quad \text{kitkamaa} \quad (4.3.4a)$$

$$P_p = (3 \dots 10) D (\sqrt{k_p} z + 2c), \text{koheesiomaa} \quad (4.3.4b)$$

$$k_p = \tan^2(45 + \phi_k/2) \quad (4.3.5)$$



Paalun siirtymän ja maanpaineen välinen riippuvuus voidaan siten idealisoida maan murtoon asti kimmoiseksi ja sen jälkeen täysin plastiseksi. (Kuva 4.3.2)

Sillan päätytuen paalut sijaitsevat yleensä linjalla, josta luiska alkaa. Kun vaakavoimat siirtävät paalua luiskan suuntaan, piennenetään alustaluvun arvoa samassa suhteessa kuin passiivinen maanpaine kerroin  $K_p$  pienenee Coulomb'n mukaan.

$$K_{p\alpha} = \left[ \frac{\cos \phi_k}{1 - \sqrt{\sin \phi_k (\sin \phi_k - \cos \phi_k \tan \alpha)}} \right]^2 \quad (4.3.6)$$

$$m = \frac{K_{p\alpha}}{K_p} \quad (4.3.7)$$

$$n_{h\alpha} = m n_h \quad (4.3.8)$$

$$P_{p\alpha} = m P_p \quad (4.3.9)$$

Passiivipaineen  $K_p$  arvot luiskan kaltevuuden funktiona on esitetty kuvassa 4.3.3.

Paaluissa vaikuttavat rasitukset on tarkoituksenmukaista määrittää tietokonetta apuna käyttäen. Tällöin muodostetaan rakenteen käyttäytymisehtoja kuvaava voima-siirtymämatriisi, ja tämän jälkeen suoritetaan matriisin kääntäminen voima- ja siirtymäsuureiden määrittämiseksi.

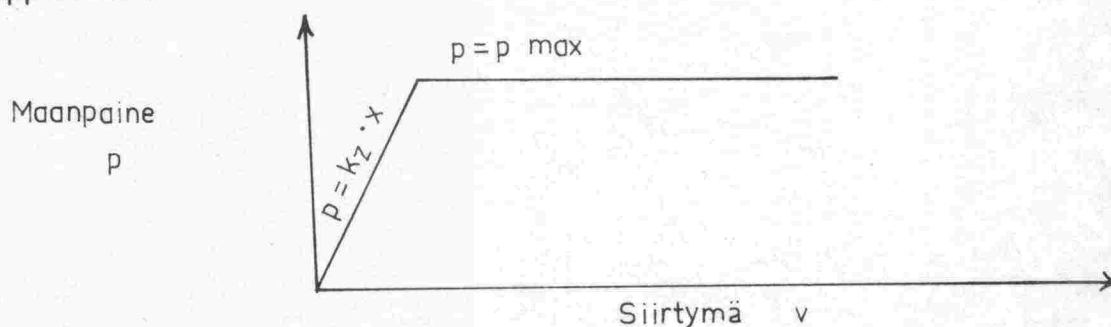
Seuraavassa käsitellään yksittäisen paalun laskemista elementtimenetelmällä. Koordinaatisto, jossa käsitteily tapahtuu, on esitetty kuvassa 4.3.4. Paalu ajatellaan jaetuksi samanpituisiin osiin jakopisteillä 0-n, joista piste 0 sijaitsee paalun yläpäässä ja piste n paalun alapäässä. Paalun liikkeestä aiheutuvasta maanpaineesta syntyvät reaktiivoimat oletetaan keskitetyiksi em. jakopisteisiin.

Oletetaan, että kaikki paalua rasittavat kuormat vaikuttavat paalun päihin tai suoraan jakopisteisiin.



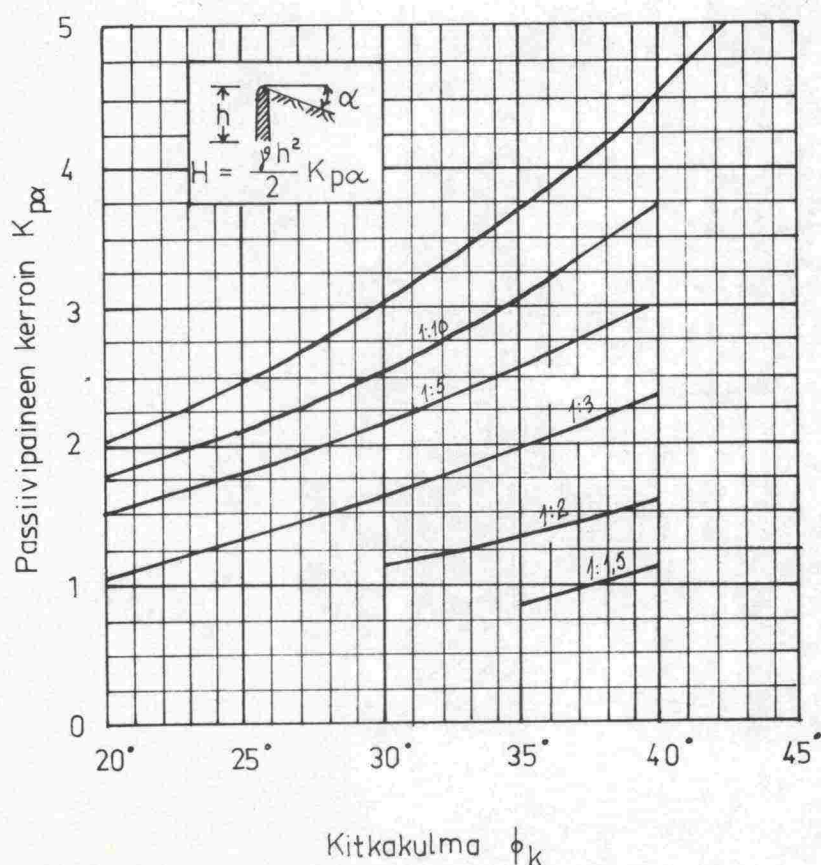
## KUVA 4.3.2

Paalun siirtymän ja maanpaineen idealisoitu riippuvuus.



## KUVA 4.3.3

Passiivipainetta ( $K_{p\alpha}$ ) vastaava maanpaineluku luiskan kaltevuuden funktiona.



Silloin yhden jako-osan  $i$ ,  $i + 1$  päihin syntyvien voimien  $Q$  ja  $M$  ja siirtymien  $v$  ja  $\phi$  välinen yhteys voidaan ilmaista yhtälöllä

$$\begin{vmatrix} Q_{i, i+1} \\ M_{i, i+1} \\ Q_{i+1, i} \\ M_{i+1, i} \end{vmatrix} = \frac{EI}{L^3} \begin{vmatrix} 12 & -6L & -12 & -6L \\ -6L & 4L^2 & 6L & 2L^2 \\ -12 & 6L & 12 & 6L \\ -6L & 2L^2 & 6L & 4L^2 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} v_i \\ \phi_i \\ v_{i+1} \\ \phi_{i+1} \end{vmatrix} \quad (4.3.10a)$$

tai lyhyemmin kirjoitettuna

$$\begin{vmatrix} F_{i, i+1} \\ F_{i+1, i} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} A_{i, i+1} & B_{i, i+1} \\ B_{i+1, i} & A_{i+1, i} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} D_i \\ D_{i+1} \end{vmatrix} \quad (4.3.10b)$$

Jakopisteen  $i$  kohdalla paalun siirtymäsuureiden ja paalun ja maan välisten voimien välillä vallitsee yhteydet

$$\begin{aligned} R_i &= k_{Qi} v_i \\ T_i &= k_{Mi} \phi_i \end{aligned} \quad (4.3.11a)$$

tai lyhyemmin kirjoitettuna

$$S_i = K_i D_i \quad (4.3.11b)$$

Tavallisesti voidaan riippuvuus yksinkertaistaa olettamalla  $k_{Mi} = 0$ . Nurkan  $i$  tasapainoehdot ovat tällöin seuraavat

$$Q_i - Q_{i, i-1} - Q_{i, i+1} - R_i = 0 \quad (4.3.12a)$$

$$M_i - M_{i, i-1} - M_{i, i+1} - T_i = 0$$

tai lyhyemmin kirjoitettuna

$$F_i - F_{i, i-1} - F_{i, i+1} - S_i = 0 \quad (4.3.12b)$$

$Q_i$  = suoraan pisteeseen  $i$  vaikuttava ulkoinen voima

$M_i$  = suoraan pisteeseen  $i$  vaikuttava ulkoinen momentti

Yhtälöistä 4.3.10b, 4.3.11b ja 4.3.12b saadaan koko rakenteen voima-siirtymäyhtälö

	0	1	2	3	n-2	n-1	n	
$F_0$	$A_{01}+K_0$	$B_{01}$						$D_0$
$F_1$	$B_{10}$	$A_{10}+A_{12}+K_1$	$B_{12}$					$D_1$
$F_2$		$B_{21}$	$A_{21}+A_{23}+K_2$	$B_{23}$				$D_2$
$\vdots$								$\vdots$
$F_{n-1}$					$B_{n-1, n-2}$	$A_{n-1, n-2}+A_{n-1, n}+K_{n-1}$	$B_{n-1, n}$	$D_{n-1}$
$F_n$						$B_{n, n-1}$	$A_{n, n-1}+K_n$	$D_n$

(4.3.13a)

eli

$$F = KD,$$

(4.3.13b)

josta voidaan ratkaista siirtymät

$$D = K^{-1} F$$

(4.3.14)

Paalun leikkaussuureet voidaan ratkaista yhtälöstä 4.3.10a ja jakopisteessä maan ja paalun välillä vaikuttavat voimat yhtälöstä 4.3.11a. Jos maan ja paalun välillä vaikuttava voima ylittää jonkin jakopisteen maan murtolujuuden, ei ko. voima ole enää verrannollinen paalun ja maan väliseen siirtymään. Saatua tulosta voidaan tällöin tarkentaa suorittamalla uusi laskenta, jossa kyseisen jakopisteen kohdalle sijoitetaan vaikuttamaan maan murtolujuutta vastaava tunnettu voima. Rakenteen voima-siirtymäyhtälöstä jätetään silloin pois kyseisen jakopisteen  $Q_i$ -termi. Paalun yläpäähän

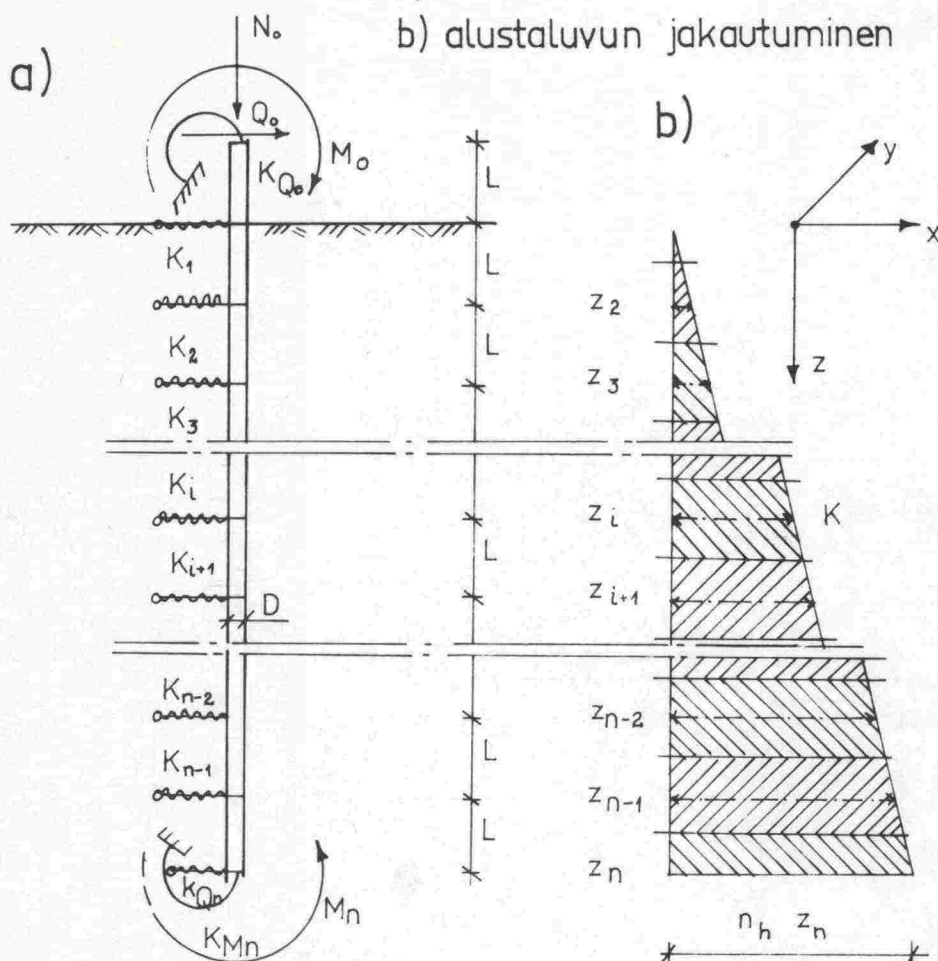


# KUVA 4.3.4

Idealisoitu rakennemalli, jonka mukaan laskenta suoritetaan.

a) rakennemalli

b) alustaluvun jakautuminen



# KUVA 4.3.5

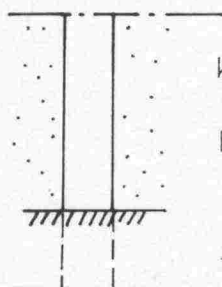
Reunaehdot paalun alapäässä

a) jäykästi kiinnitetty paalu

b) nivelellisesti kiinnitetty paalu

c) vapaasti seisova paalu

a)



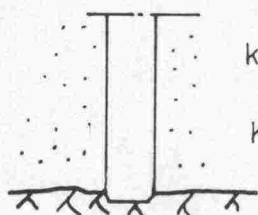
$$k_{Qn} = \infty \therefore v_n = 0$$

$$K_{Mn} = \infty \therefore \phi_n = 0$$

Ne yhtälöt ja pystyriivit, jotka vastaavat muodonmuutosta  $D_n$ , poistetaan jäykkyysmatriisista  $K$ .

Tiivis moreeni tai vastaava.

b)



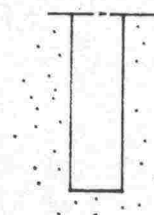
$$k_{Qn} = \infty \therefore v_n = 0$$

$$K_{Mn} = 0$$

Se yhtälö ja pystyriivi, joka vastaa sivusiirtymää  $v_n$ , poistetaan jäykkyysmatriisista  $K$

Esim. meislattu kallioon.

c)



$$k_{Qn} = 1/2 \cdot n_h \cdot z_n \cdot L$$

$$K_{Mn} = 0$$

Esim kitkapaalujen tapauksessa.

reunaehtojes tulee olla mahdollisimman tarkasti päällysrakenteen käyttäytymisehtojen mukaisia. Ne valitaan statiikan yleisten sääntöjen mukaisesti.

Alapään reunaehdoilla on yleensä paalun mitoituksen kannalta pienempi merkitys. Nämä reunaehdot voidaan määrätä kuvan 4.3.5 perusteella.

#### 4.4 Painumalaskenta

Paalun painuminen riippuu pääasiassa maan muodonmuutosominaisuuksista ja siitä, onko maa tiivistynyt paalun alla sitä tehtäessä. Lyöntipaalujen painuminen voidaan arvioida suoritettun lyöntityön perusteella. Suurpaalut valetaan yleensä paikalla. Tässä tapauksessa painautuu betoni maata vasten betonimassan painon vaikutuksesta. Paikalla valettu betoni saadaan kiinteämmiin maata vasten juntaamalla tuore betonimassa valun aikana.

Paalun kokonaispainuma muodostuu kärki- ja vaippavastusten aiheuttamista osapainumista. Yksinkertaisia laskentamalleja on käsitelty eri kirjoituksissa (41, 42).

#### 4.5 Työn suoritustapa ja valvonta

##### 4.51 Penkereen rakentaminen

Penger rakennetaan ja tiivistetään kerroksittain aina, kun se on mahdollista ennen päätytuen paalutusta. Tiivistyksessä tulee pyrkiä lyöntipaaluja käytettäessä n. 90 %:n ja perustettaessa kaivinpaaluille n. 95 %:n tiiviyyteen parannetusta Proctor-tiiviyydestä. Täydessä korkeudessa olevan penkereen painumia on seurattava painumamittauksin. Ennen kuin penkereen paalutustyöhön voidaan ryhtyä, painumilla täytyy olla selvästi pienenevä suunta ja painumien tulee viimeisen kuukau-



den aikana olla pienempiä kuin 1 cm. Mikäli maaperässä on kokoonpuristuvia kerrostumia, on painumia pyrittävä nopeuttamaan ylipengerryksellä.

#### 4.52 Lyöntipaalaus

Lyöntipaaluille perustettaessa joudutaan paalut lyömään useimmiten paksuhkon penkereen lävitse. Mikäli tällöin joudutaan käyttämään vesihuuhtelua, on huuhtelu lopetettava n. 3 metriä ennen tasoa, johon paalut oletettavasti tunkeutuvat.

Paalutustyö suoritetaan ja valvotaan TVH:n sillanrakennustöiden yleisessä työselityksessä esitetyllä tavalla (43).

#### 4.53 Kaivinpaalutyö

Jos kaivinpaalut ulotetaan kallioon ja kallion päältä puuttuu riittävän paksu tiivis moreenikerros, tulee kallion pinta meislata kohtisuoraksi paalun akselia vastaan. Tiiviin moreenikerroksen paksuuden ollessa vähintään 0,5 m voidaan sallia  $15^{\circ}$  suuruinen kulma paalun akselia vastaan kohtisuoran tason ja kallion pinnan välillä. Moreenikerrostuman paksuuden ollessa 1,0 m voidaan sallia  $25^{\circ}$  suuruinen kulma.

Ennen paalun betonointia tulee kallion pinta puhdistaa mahdollisimman hyvin kaivamalla ja varovasti vedellä huuhtelemalla.

Jos paalu betonoidaan Contractor-menetelmällä, tulee betonin sementtimäärän olla valua aloitettaessa vähintään  $400 \text{ kg/m}^3$  ja muulloin vähintään  $350 \text{ kg/m}^3$ . Betonin notkeuden valupaikalla mitattuna tulee olla 0-2<sup>o</sup>VB. Sementin tulee olla tavallista Portland-sementtiä ja kiviaineksen maksimiraekoon # 16-32 mm. Jos raudointus on tiheä, on maksimiraekoon oltava # 16 mm. Fillerin määrä betonissa on pyrittävä saamaan mahdollisimman pieneksi. Betonimassassa tulee käyttää hidastinta.



Jokaisesta valusta tehdään valupaikalla vähintään kolme koekappaletta. Betonin katsotaan olevan kellovullista, jos ensimmäiseksi puristetun koekappaleen 28 vrk:n kuutiolujuus ( $K_{28}$ ) ylittää  $37,5 \text{ MN/m}^2$ . Jos puristuslujuus on pienempi kuin  $37,5 \text{ MN/m}^2$ , puristetaan jäljelle jääneet kaksi koekappaletta. Mikäli niiden kuutiolujuuksien keskiarvo ylittää  $37,5 \text{ MN/m}^2$ , on betoni hyväksyttävä. Lisäksi tulee kaikkien puristettujen koekappaleiden vertailulujuuden ylittää  $35,0 \text{ MN/m}^2$ . Kun teoreettinen betonilujuus täyttää nämä vaatimukset, voidaan paalussa olevan betonin katsoa käytännössä vastaavan betonilujuutta  $30 \text{ MN/m}^2$ . Vertailulujuus  $K_v = K_m - a$

$K_m$  = kuutiolujuuksien keskiarvo

$$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - K_m)^2}{n-1}, \text{ jossa } n = \text{koekappaleiden lukumäärä}$$

$a$  = vakio, joka saadaan alla olevasta taulukosta

$n$	6	9	15	24
$a$	1.45	1.27	1.09	1.00

Mikäli on syytä epäillä kallion ja paalun saumakohdan laatua, porataan siitä näyte. Paalu hyväksytään, jos näytteen perusteella voidaan katsoa valun onnistuneen, ja paalun ja kallion väliin jääneen maakerroksen paksuus porausnäytteessä on pienempi kuin 3 cm. Tarkastusporaus varten paaluun jätetään putki, joka ulottuu 0.5 m päähän tarkastettavasta saumakohdasta. Poraus suoritetaan 50 - 100 mm timanttikoralla.

Jos paalun ja kallion väliseen saumaan todetaan jääneen maata enemmän kuin 3 cm, paalun alusta huuhdellaan puhtaaksi vedellä ja injektoidaan sementtilla.

Mikäli kallion päällä on tiivistä moreenia useampia metrejä, tulee kaivinpaalujen ulottamista kallioon

välttää mahdollisuuksien mukaan. Yleensä katsotaan, että n. 3 m upotussyvyys kiinteään moreeniin riittää. Kuitenkin, mikäli yksikin paaluryhmän paaluista ulottuu kallioon, myös muut saman paaluryhmän paalut on kaivettava kallioon saakka. Jos paalu jätetään moreenin varaan, ei paalun pohjaa saa huuhdella.

## 5. POHJAMAAN VARAAN PERUSTETTU PÄÄTYTUKI (PILARITUKI)

### 5.1 Rakenne ja laatuvaatimukset

Maanvarainen pilariperustus tulee kysymykseen yleensä vain maapohjan ollessa moreenia tai maaperätutkimuksilla riittävän tiiviiksi todettua kitkamaata.

Pilari voidaan kiinnittää yläpäästä jäykästi suoraan siltaan tai varustaa nivelellä tai liikkuvalla laakerilla. Kahdessa jälkimmäisessä tapauksessa voidaan käyttää pilarien ja kannen välissä laakeripalkkia.

Penkereen on voitava vastaanottaa pilarista tulevat vaakavoimat ja sen on oltava niin stabiili, etteivät pilarit saa kohtuuttomia lisärasituksia penkereen liikkeistä. Penger materiaalina voidaan käyttää karkeahkoa kitkamaata, pieni kivistä moreenia tai vastaavaa murskattua materiaalia. Penkereen yläosassa, routarajan yläpuolella, on kuitenkin aina käytettävä routimatonta materiaalia.

### 5.2 Painuma-, kantavuus- ja vakavuustarkastelu

Painumatarkastelu voidaan suorittaa kohdassa 3.3 esitettyjä menetelmiä noudattaen. On huomattava, että painuma pilarianturan alla aiheutuu sekä pilarikuormista että penkereen painosta ja penkereellä liikkuvasta liikenteestä.

Pilarituki perustetaan maaperätutkimusten perusteella



määrättyyn tasoon. Sallittu pohjapaine määrätään pohjarakennuksen normien mukaisesti. Kantavuustarkastelu voidaan suorittaa myös tässä tapauksessa kohdan 3.21 mukaan. Penkereen vakavuus on tarvittaessa tarkistettava kohdan 3.22 mukaan.

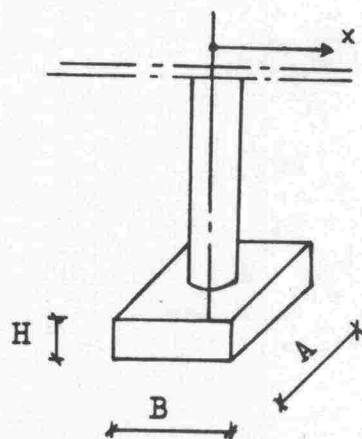
Pilarin varmuus ja muodonmuutokset määritetään teräs-betonirakenteiden suunnittelussa käytettävien menetelmien avulla. Pilarin ja penkereen välillä vaikuttavat voimat voidaan ratkaista käyttäen alustalukuun perustuvaa menetelmää kuten kohdassa 4.4. Reunaehdot voidaan tässä tapauksessa määrätä kuvan 5.2.1 mukaan.

### 5.3 Työn suoritustapa ja valvonta

Penger rakennetaan ja tiivistetään kerroksittain pilarien rakentamisen jälkeen. Sopiva kerrospaksuus on 20 - 50 cm tiivistyskalustosta riippuen. Tiivistyksen on tapahduttava samanaikaisesti pilarin joka puolella. Tiiviyden tulee kussakin kerroksessa olla keskimäärin vähintään 95 % parannetusta Proctor-tiiviydestä. Rakennettaessa penger karkearakeisista materiaaleista määrätään tiivistettäessä vaadittavat ajokertamäärät siten, että penkereen tiiviys vastaa em. vaatimusta 95 % MP.

#### KUVA 5.2.1

Pilarianturan reunaehdot



$k_{Qn}$  voidaan olettaa  $\infty$

$$k_{Mn} = 0.2326 E_z AB^2$$



## 6. LÄHDELUETTELO

1. Lehtinen: Soratien kantavuus, lisensiaattityö, julkaisematon. Helsinki 1965.
2. Voss: Lagerungsdichte und Tragwerte von Böden bei Strassenbauten. Strasse und Autobahn no. 4/1961.
3. Geoteknisk Institut, the danish geotechnical institute, Bulletin no 28.
4. Dansk standard 415, 6. Fundering, DS-415.
5. Rapport fra arbejdsgrupperne vedrørende jord-bygvaerker deformationer. Nordisk Vejteknisk Forbunds udvalg 60-II.
6. Rakennustekniikan käsikirja luku 174, Geotekniset murtokysymykset
7. Bygg 1, Geotekniska brottproblem
8. Meyerhof G. G: The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads.
9. Meyerhof G. G: The Ultimate Bearing of Foundations on Slopes.
10. Meyerhof G. G: Some recent Research on the Bearing Capacity of Foundations.
11. Meyerhof G. G: The Ultimate Bearing Capacity of Foundations.
12. Deutsche Normen, DIN 4017. Baugrund 1968.
13. Vejledning til dansk standard 6. Fundering
14. Hudson Matlock-Lymon C. Reese: Generalized Solutions

- for Laterally Loaded Piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. October 1960.
15. Bengt Broms: Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils.  
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. March 1964.
  16. Bengt Broms: Design of Laterally Loaded Piles, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. May 1965.
  17. Bramlette Mc Celland-John Focht: Soil Modulus for Laterally Loaded Piles. Transactions, American Society of Civil Engineers 1958.
  18. Hudson Matlock-Lymon C. Reese: Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1961.
  19. Karl Terzaghi: Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. Geotechnique 1954.
  20. H.G. Schmidt: Beitrag zur Ermittlung der horizontalen Bettungszahl für die Berechnung von Grossbohrpfählen unter wagerechter Belastung. Der Bauingenieur. Juli 1971.
  21. Matti Ollila: Eine Allgemeine Methode für die Berechnung der Beliebigen Pfahlgruppen mit der Annahme des Unendlich Steifen Grundblockes. Bautechnik 9/1968.
  22. Stig Nylund: Vaakavoiman ja taivutusmomentin rasittaman paalun laskeminen. Rakenteiden Mekaniikka 1/1971.
  23. Stig Nylund: Sillan päätyjen tukeminen suoraan kitkamaassa olevien paalujen tai pilarien varaan. Rakennustekniikka 10/1970.



24. Stig Nylund: Käytännön rakennesuunnittelussa esiintyvistä paaluperustuskysymyksistä. Rakennustaito 1/1973.
25. Eberhard Franke: Probelastung an Grossbohrpfählen. Die Bautechnik 1/1973.
26. ACI-Committee 336: Suggested Design and Construction Procedures for Pier Foundations.
27. J. Spang: Die Bestimmung der Tragfähigkeit von Grossbohrpfählen (I). Strassen und Tiefbau 5/1972.
28. J. Spang: Die Bestimmung der Tragfähigkeit von Grossbohrpfählen (II). Strassen und Tiefbau 6/1972.
29. Bengt Broms: Krogiga Pålars bärförmåga. Väg- och Vattenbyggaren 3/1967.
30. Bengt Broms: Methods of Calculating the Ultimate Bearing Capacity of Piles. Sols Soils 18-19/1966.
31. Stig Bernander-Ingmar Svensk: Pålars bärförmåga i elastiskt medium under hänsynstagande till initialkrökning och egenspanningar i pålmaterialet. Väg- och Vattenbyggaren 12/1970.
32. Gunnar Hällström: Pålars sidomotstånd. Väg- och Vattenbyggaren 9/1964.
33. Hans J. Schöffner: Pfahl und Pfahlwerke bei Horizontaler Belastung. Bautechnik 9/1972.
34. Henrich Werner: Biegemomente elastisch eingespannter Pfähle. Beton- und Stahlbetonbau 2/1970.
35. H-U Smoltczyk: Die Einspannung im beliebig geschichteten Baugrund. Der Bauingenieur 10/1963.



36. Hans G. Schmidt: Einfluss der horizontalen Bettungszahl auf die Berechnungsergebnisse für Grossbohrpfähle unter waagerechter Belastung.
37. M. Tammirinne: Kitkamaalajien rakenne ja kokoonpuristuvuus. VTT-sarja II-rakennus 136.
38. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto - Finlands Byggnadsingenjörers Förbund. RIL-45. Pohjarakennuksen normit 1964.
39. Tie- ja vesirakennushallitus 1972. Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita. Osat I - IV.
40. Suomen Geoteknillinen Yhdistys - Finlands Geotekniska Förening. Lyöntipaalutusohjeet 1972.
41. Lars Grande: Statisk Vurdering av pelekrefter. NVF-60-II 1974.
42. Clarence W. Dunham: Foundations of Structures.
43. Tie- ja vesirakennuslaitos 1974. Sillanrakennustyöt, yleinen työselitys.

## 7. LASKUESIMERKIT

### 7.1 Penkereelle perustettu päätytuki

#### 7.1.1 Kuormitustapaukset

No	Kuormitus	Muodonmuut.	mm $\Delta$	‰ $\rho$	kN N
1	Pysyvä vaakasiirtymä	plastinen	+21	-	-
2	Muuttuva vaakasiirtymä (maks)	kimmoinen	+6		
3	Muuttuva vaakasiirtymä (min)	kimmoinen	-6	-	-
4	Pysyvä kulmanmuutos	plastinen	-	-2.3	3225
5	Muuttuva kulmanmuutos (maks)	kimmoinen	-	1.7	1095
6	Muuttuva kulmanmuutos (min.)	kimmoinen	-	-0.6	-16.4
7	Maksimi tukireaktio	kimmoinen	-	+1.1	1653
8	Minimi tukireaktio	kimmoinen	-	+0.6	-16.4

#### 7.1.2 Laakerireaktiot

Laskelmat suoritetaan seuraaville kuormille:

- Sillan omapaino  $Q_{g1} = 3225 \text{ kN}$

- Liikennekuorma  $Q_p = 1653 \text{ kN}$

- Perustuksen omapaino  $Q_{g2} = 1050 \text{ kN}$

- Vaakakuorma  $H_{0B} = 491 \text{ kN}$

$$Q_g = Q_{g1} + Q_{g2} = 4275 \text{ kN}$$

### 7.1.3 Yleistä laskelmien suorittamisesta

Päätytuki muotoillaan kuvan 7.1.1, penkereelle perustetun pääty-  
tuen rakennemalli, mukaisesti.

Laskelmia suoritetaan perustuksen kantavuuden tarkistamiseksi kohdan  
3.21, perustuksen vakavuuden tarkistamiseksi kohdan 3.22 ja perustuksen  
painumien tarkastamiseksi kohdan 3.3 mukaisesti.

Geoteknilliset parametrit valitaan Taulukon 3.1.1... 3.1.3 mukaan.

Penger materiaali: Sora  $\phi_k = 38^\circ$   
 $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$   
 $E = 200 \text{ MN/m}^2$

Pohjamaa: Hiekkamoreeni  $\phi_k = 32^\circ$   
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$   
 $E = v \cdot \sigma_z^{0.5}$   
 $v = 30 \text{ MN/m}^2$

Pohjavedenpinnan oletetaan olevan 1 m maanpinnan alapuolella.

Osavarmuuskertoimet valitaan kohdan 2.6 "Osavarmuuskertoimet"  
mukaisesti.

Kuormat:

- omapaino, kutist., hiip., lämpötilam.	$n_g = 1.2$ (painuma-analyysi)	1.0
- muuttuva kuorma	$n_p = 1.8$	1.0
- maan omapaino	$n_m = 1.0$	1.0

Materiaalit:

- maan kitkakulma;	kantavuuslaskenta	$\gamma_\phi = 1.25$
	vakavuuslaskenta	$\gamma_\phi = 1.20$
	painumalaskenta	$\gamma_\phi = 1.00$





### 7.1.05 Kantavuustarkastelu

#### Kantavuuskaava

$$Q/A = \bar{q} \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q + 0.5 \bar{y} \cdot \bar{B} \cdot N_y \cdot s_y \cdot i_y \cdot g_y$$

#### Kuormat

$$Q_{q1} \cdot \eta_q = 3225 \cdot 1.2 = 3870 \text{ kN}$$

(omapaino)

$$Q_p \cdot \eta_p = 1653 \cdot 1.8 = 2975 \text{ kN}$$

(liikennekuorma)

$$Q_{q2} \cdot \eta_q = 1050 \cdot 1.2 = 1260 \text{ kN}$$

(anturan omapaino)

$$H_{QB} \cdot \eta_q = 471 \cdot 1.2 = 565 \text{ kN}$$

$$M_{QB} = H_{QB} \cdot 2.0 = 1130 \text{ kN}$$

$$V_Q = 3870 + 2975 + 1260 = 8105 \text{ kN}$$

#### Tehokas anturapinta-ala

$$\bar{B} = B - 2 \cdot \frac{M_{QB}}{V_Q} = 4.00 - 2 \cdot \frac{1130}{8105} = 3.72 \text{ m}$$

#### Kantavuuden laskenta

$$N_q = e^{\pi \tan \phi_d \cdot \tan^2(45 + \phi_d/2)} = 26.302$$

$$\bar{q} = \bar{y} \cdot D = 22 \cdot 1.2 = 26.4 \text{ kN/m}^2$$

$$N_y = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi_d = 24.710$$

$$s_q = 1 + 0.2 \frac{\bar{B}}{L} = 1 + 0.2 \frac{3.72}{10} = 1.0744$$

$$s_y = 1 - 0.4 \frac{\bar{B}}{L} = 1 - 0.4 \frac{3.72}{10} = 0.8512$$

$$d_q = 1 + 0.35 \frac{D}{B} = 1 + 0.35 \frac{1.2}{3.72} = 1.1129$$

$$d_y = 1.0$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_{qd}}{V_{qd}}\right)^2 = \left(1 - \frac{56.5}{810.5}\right)^2 = 0.8654$$

$$i_y = i_q^2 = 0.7490$$

$$g_q = g_y = (1 - 0.5 \tan \beta)^5 = 0.2373; \text{ kulma } \beta \text{ katso kuva 7.1.1}$$

$$\begin{aligned}
 Q/A &= 26,4 \cdot 26,302 \cdot 1,0744 \cdot 1,1129 \cdot 0,8654 \cdot 0,2373 \cdot 0,5 \cdot 22 \cdot 3,72 \cdot 24,710 \cdot \\
 &\quad 0,8512 \cdot 1,0 \cdot 0,7490 \cdot 0,2373 = \\
 &= 170,502 \cdot 152,975 = \\
 &= 323,477 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$Q = 3,72 \cdot 10,0 \cdot 323,477 = 12033,33 \text{ kN} > V_Q = 8105 \text{ kN}$$

$$F = \frac{Q}{V_Q} = \frac{12033,33}{8105} = 1,49 > 1,0$$

### 7.1.06 Vakavuustarkastelu

Vakavuuslaskenta suoritetaan logaritmisilla spiraaleilla.  $r = ae^{\beta \tan \phi d}$  (logaritmisen spiraalin yhtälö)

Vaarallisin liukupinta haetaan tarkistamalla neljä liukupintaa A, B, C ja D (kuva 7.1.2). Liukupinnat yhdistetään kahdesta osasta (polaarinen  $r_\beta$ -koordinaatisto).

$$r_1 = a_1 \cdot e^{\beta \tan \phi d_1} \quad (\text{penger materiaali } \phi d_1 = 33,1^\circ)$$

$$r_2 = a_2 \cdot e^{\beta \tan \phi d_2} \quad (\text{pohjamaa } \phi d_2 = 27,5^\circ)$$

Vakio  $a_1$  valitaan mielivaltaisesti kuvan mittakaavan asettamissa rajoissa. Vakio  $a_2$  valitaan siten, että pohjamaan spiraali saa saman lähtöpisteen kuin pengermaan spiraali.

Spiraalin säteet lasketaan eri  $\beta$ -arvoille ja spiraali piirretään graafisesti. Pystylamellien keskimääräiset korkeudet  $\Delta y$  mitataan graafisesti kuvasta. Tämän jälkeen suoritetaan analyyttinen laskenta kuvan 7.1.3 esittämää laskenta-kaaviota käyttäen.

Huomattakoon, että vaakavoiman laskennassa käytetään kulmaa  $\alpha_1 = 90^\circ - \alpha$ .

$$\sin \alpha_1 = \cos \alpha \quad \therefore \cos \alpha_1 = \sin \alpha$$

$$m\alpha_1 = \sin \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi d) = \cos \alpha_1 (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi d)$$

Kuvasta 7.1.2 ilmenee, että liukupinta A on vaarallisin.

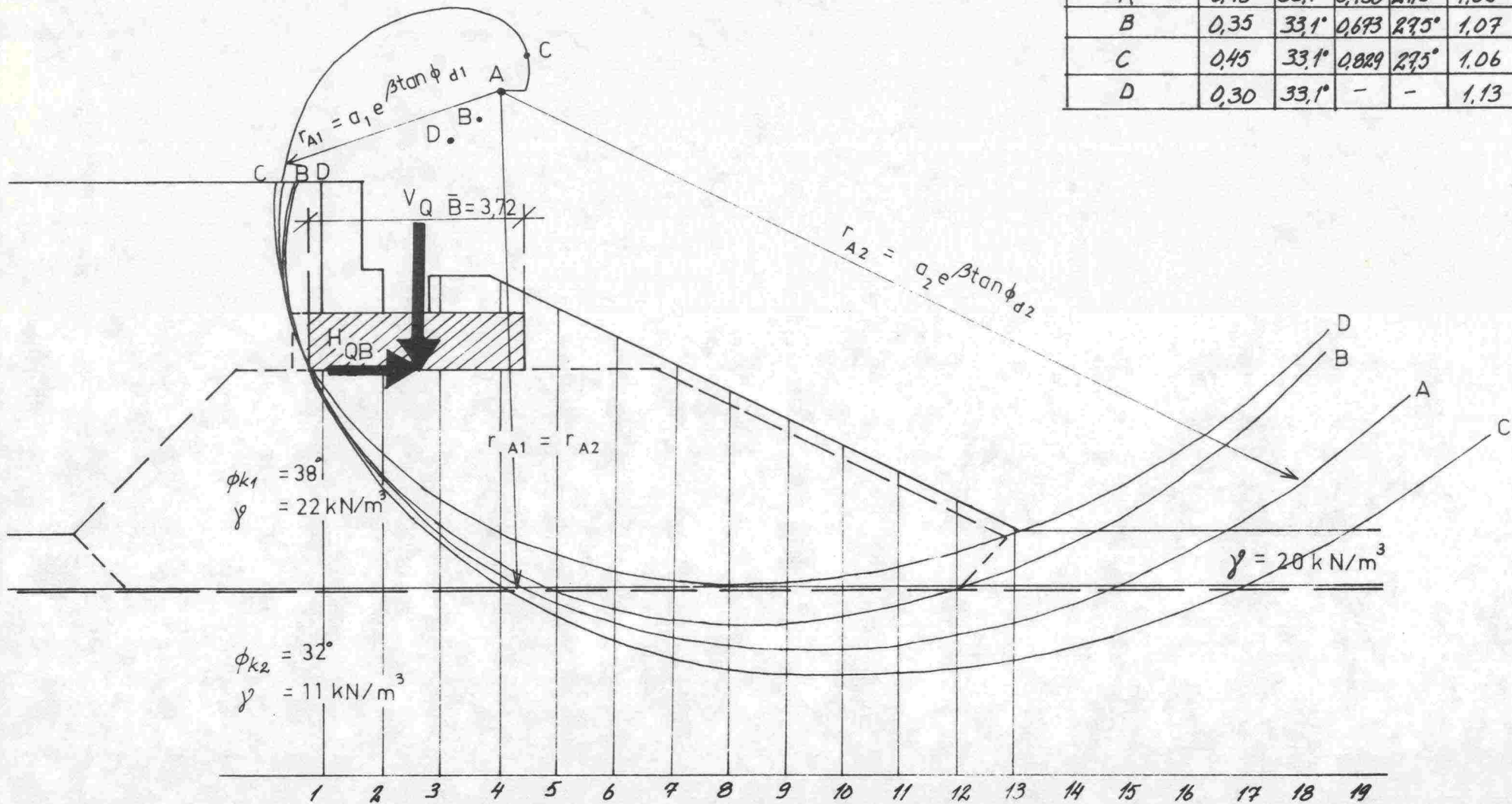
$$F = 1,05 > 1,0$$



# VAKAVUUSTARKASTELU

LOGARITMINEN SPIRAALI  $r = a \cdot e^{\beta \tan \phi d}$

<i>Liukupinta</i>	$a_1$	$\phi d_1$	$a_2$	$\phi d_2$	$F$
A	0,40	33,1°	0,750	27,5°	1,05
B	0,35	33,1°	0,693	27,5°	1,07
C	0,45	33,1°	0,829	27,5°	1,06
D	0,30	33,1°	—	—	1,13



Kuva 7.1.2 Vakavuuskaskennan liukupinnat ja varmuuskerroimet

LIUKUPINNAN A LASKENTAKAAVIO

Lamelli	$\Delta x$	$\Delta y_1$	$w_1$	$\Delta y_2$	$w_2$	$\Delta y_3$	$w_3$	$V_Q$	$\Sigma W$	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\Sigma W \sin \alpha$	$\phi_d$	$\Sigma W \tan \phi_d$	$m_\alpha$	$\Sigma W \tan \phi_d / m_\alpha$
1	1	2.8	60.5	-	-	-	-	156.9	217.4	63.1	0,89	193.85	33.1	141.70	1.03	137.07
2	1	2.3	49.5	-	-	-	-	217.9	267.4	50.2	0.77	205.42	33.1	174.30	1.14	152.77
3	1	3.2	70.4	-	-	-	-	217.9	288.3	41.4	0.66	190.64	33.1	187.93	1.18	159.10
4	1	4.1	89.1	-	-	-	-	217.9	307.0	33.8	0.56	170.77	33.1	200.28	1.19	167.66
5	1	5.0	108.9	-	-	0.3	3.3	-	112.2	22.0	0.38	42.03	27.5	58.41	1.12	52.05
6	1	4.5	97.9	-	-	0.7	7.7	-	105.6	15.9	0.27	28.93	27.5	54.97	1.10	49.78
7	1	4.0	86.9	-	-	0.9	10.2	-	97.1	10.2	0.18	17.20	27.5	50.56	1.08	46.98
8	1	3.5	75.9	-	-	1.1	12.1	-	88.0	5.1	0.09	7.82	27.5	45.81	1.04	43.95
9	1	3.0	64.9	-	-	1.1	12.3	-	77.2	0.5	0.01	0.67	27.5	40.20	1.01	40.02
10	1	2.5	53.9	-	-	1.1	12.2	-	66.1	-4.1	-0.07	-4.73	27.5	34.42	0.96	35.84
11	1	2.0	42.9	-	-	1.0	11.0	-	53.9	-8.5	-0.15	-7.97	27.5	28.06	0.91	30.76
12	1	1.5	31.9	-	-	0.8	8.8	-	40.7	-12.6	-0.22	-8.88	27.5	21.19	0.86	24.57
13	1	-	-	1.0	20.0	0.6	6.6	-	26.6	-16.9	-0.29	-7.73	27.5	13.85	0.81	17.19
14	1	-	-	1.0	20.0	0.3	2.8	-	22.8	-24.9	-0.36	-8.12	27.5	11.85	0.75	15.82
15	1	-	-	0.9	17.0	-	-	-	17.0	-29.0	-0.42	-7.16	27.5	8.85	0.69	12.87
16	1	-	-	0.3	6.0	-	-	-	6.0		-0.49	-2.91	27.5	3.12	0.62	5.02
$H = 56,5 \text{ kN/m}$										$\Sigma (\Sigma W \sin \alpha) = 809.86$			$\Sigma (\Sigma \tan \phi_d) / m =$			991.43
										$H \sin \alpha_1 = 25.56$			$-H \tan \phi_d / m \alpha_1 =$			-115.15
										835.42						876.28

$m_\alpha = + \cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \phi_d)$

$m_{\alpha_1} = + \cos \alpha_1 (1 + \tan \alpha \tan \phi_d)$

$F = \frac{876.27}{835.42} = 1.049$

KUVA 7.1.3 Vakavuuslaskennan laskentakaavio



# 7.1.07 Painumalaskenta

## Penkereestä johtuva alkupainuma

Penkereen korkeus  $h = 6,3 \text{ m}$

Penkeri idealisoidaan kuvan 3.3.1 mukaisesti

$$B = a + b = 10,0 + 6,3 \cdot 1,5 = 19,45 \text{ m} \quad (\text{idealisoitu leveys})$$

$$q = h \cdot \bar{\gamma} + p = 6,3 \cdot 22 + 15,0 = 153,6 \text{ kN/m}^2$$

$z$  = syvyys, laskettuna perustamistasosta

$$\beta_{oi} = \sum_{j=i}^i \Delta z_j \cdot \bar{\gamma}_j$$

$$\beta_z = \frac{Q/L}{2(B+z_i)} = \frac{q \cdot B}{2(B+z_i)}$$

$$E_{oi} = v \cdot \beta_{oi}^{0,5} \quad (\beta \text{ määrätään yksikkönä } \text{kp/cm}^2)$$

$$E'_{oi} = 0,6 E_{oi} \quad (\text{pohjavedenpinnan alapuolella})$$

$$v = 30000 \text{ kN/m}^2$$

m	cm	kN/m <sup>3</sup>	kp/cm <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	m	m	kN/m <sup>2</sup>	cm	kp/cm <sup>2</sup>
$z_i$	$\Delta z_i$	$\bar{\gamma}_i$	$\beta_{oi}$	$E_{oi}(E'_{oi})$	$z_i$	$B+z_i$	$\Delta \beta_i$	$\Delta s_i$	$\beta_{zi}$
0,5	100	22	-	-	-	-	-	-	-
1,5	100	22	-	-	-	-	-	-	-
2,5	100	22	-	-	-	-	-	-	-
3,5	100	22	0,11	200000	0,5	19,95	74,88	0,04	0,86
4,5	100	11	0,28	9530	1,5	20,95	71,30	0,75	0,99
5,5	100	11	0,39	11240	2,5	21,95	68,05	0,61	1,07
6,5	100	11	0,50	12780	3,5	22,95	65,09	0,51	1,15
7,5	100	11	0,61	14060	4,5	23,95	62,87	0,44	1,23
8,5	100	11	0,72	15290	5,5	24,95	59,87	0,39	1,32
9,5	100	11	0,83	16400	6,5	25,95	57,56	0,35	1,41
10,5	100	11	0,94	17450	7,5	26,95	55,43	0,32	1,49
11,5	100	11	1,05	18450	8,5	27,95	53,44	0,29	1,58
12,5	100	11	1,16	19390	9,5	28,95	51,60	0,27	1,68

$$s_3 = 3,96$$

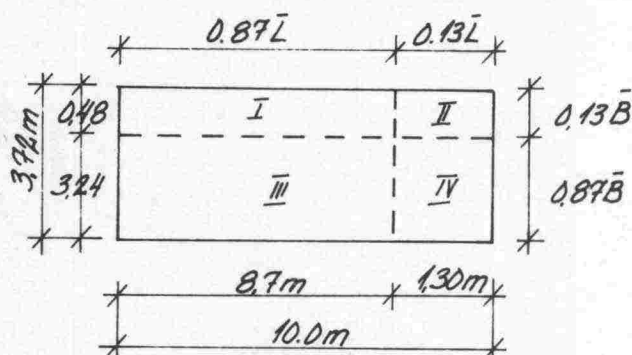
$\Delta z_i$  = Maakerroksen paksuus

$z_i$  = Maakerroksen  $i$  syvyys, laskettuna perustamistasosta

$z_i$  = Maakerroksen syvyys, laskettuna maanpinnasta



Perustuksen pysyvästä kuormasta johtuva alkupainuma



$$\Delta z = \frac{Qq}{(2B+z)(2L+z)}$$

$$q = \frac{Qq}{B \cdot L} = \frac{4275}{10.0 \cdot 3.72} = 114.9194 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_I = 114.919 \cdot 8.7 \cdot 0.48 = 479.90 \text{ kN}$$

$$Q_{II} = 114.919 \cdot 1.3 \cdot 0.48 = 71.71 \text{ --}$$

$$Q_{III} = 114.919 \cdot 8.7 \cdot 3.24 = 3239.35 \text{ --}$$

$$Q_{IV} = 114.919 \cdot 1.3 \cdot 3.24 = 484.04 \text{ --}$$

$$4275.00 \text{ kN}$$

$$\Delta z = \Delta z_{ZI} + \Delta z_{ZII} + \Delta z_{ZIII} + \Delta z_{ZIV}$$

$$E_{z1i} = v \cdot \delta_{z1i}^w \quad (v = 30000 \text{ kN/m}^2; \quad w = 0.5) \quad (\delta_i \text{ kp/cm}^2)$$

m	cm	kp/cm <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	cm
z <sub>i</sub>	Δz <sub>i</sub>	δ <sub>z1i</sub>	E <sub>z1i</sub>	δ <sub>zI</sub>	δ <sub>zII</sub>	δ <sub>zIII</sub>	δ <sub>zIV</sub>	δ <sub>z2</sub>	s
0.5	100	-	200 000	18,363	15,844	25,927	22,370	82,504	0.041
1.5	100	-	200 000	10,322	7,110	21,478	14,794	53,704	0.027
2.5	100	-	200 000	6,970	4,064	18,127	10,569	39,730	0.020
3.5	100	0.86	200 000	5,148	2,636	15,530	7,951	31,265	0.016
4.5	100	0.99	17 910	4,013	1,850	13,471	6,209	25,543	0.143
5.5	100	1.07	18 620	3,244	1,376	11,808	4,988	21,410	0.115
6.5	100	1.15	19 300	2,692	1,056	10,442	4,098	18,288	0.095
7.5	100	1.23	19 960	2,278	0,839	9,306	3,428	15,851	0.079
8.5	100	1.32	20 680	1,969	0,683	8,349	2,911	13,902	0.067
9.5	100	1.41	21 370	1,706	0,567	7,536	2,503	12,312	0.058
10.5	100	1.49	21 970	1,501	0,498	6,838	2,176	10,993	0.050
11.5	100	1.58	22 630	1,333	0,408	6,234	1,909	9,884	0.044
12.5	100	1.68	23 330	1,192	0,353	5,708	1,689	8,942	0.038

$$s_q = 0.79 \text{ cm} \quad 0.793$$

m	cm
z <sub>i</sub>	s
0.5	0.015
1.5	0.010
2.5	0.007
3.5	0.006
4.5	0.052
5.5	0.042
6.5	0.035
7.5	0.029
8.5	0.024
9.5	0.021
10.5	0.018
11.5	0.016
12.5	0.014

$$0.289$$

Perustuksen liikennekuormasta johtuva alkupainuma

$$q_p = \frac{1653}{10 \cdot 3.72} = 42.016 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta_{z3} = \frac{q_p}{q_q} \cdot \delta_{z2} = \frac{42.016}{114.919} \cdot \delta_{z2} = 0.366 \cdot \delta_{z2}$$

$$\Rightarrow s_p = 0.366 \cdot s_q$$

$$s_q + s_p = 1.08 \text{ cm}$$

$$s_p = 0.29 \text{ cm}$$

$$s_s + s_q + s_p = 5.04 \text{ cm}$$

Kuva 7.1.4 Penkereen ja perustuksen kuormien aiheuttamat jännitykset penkereessä ja pohjamaassa.

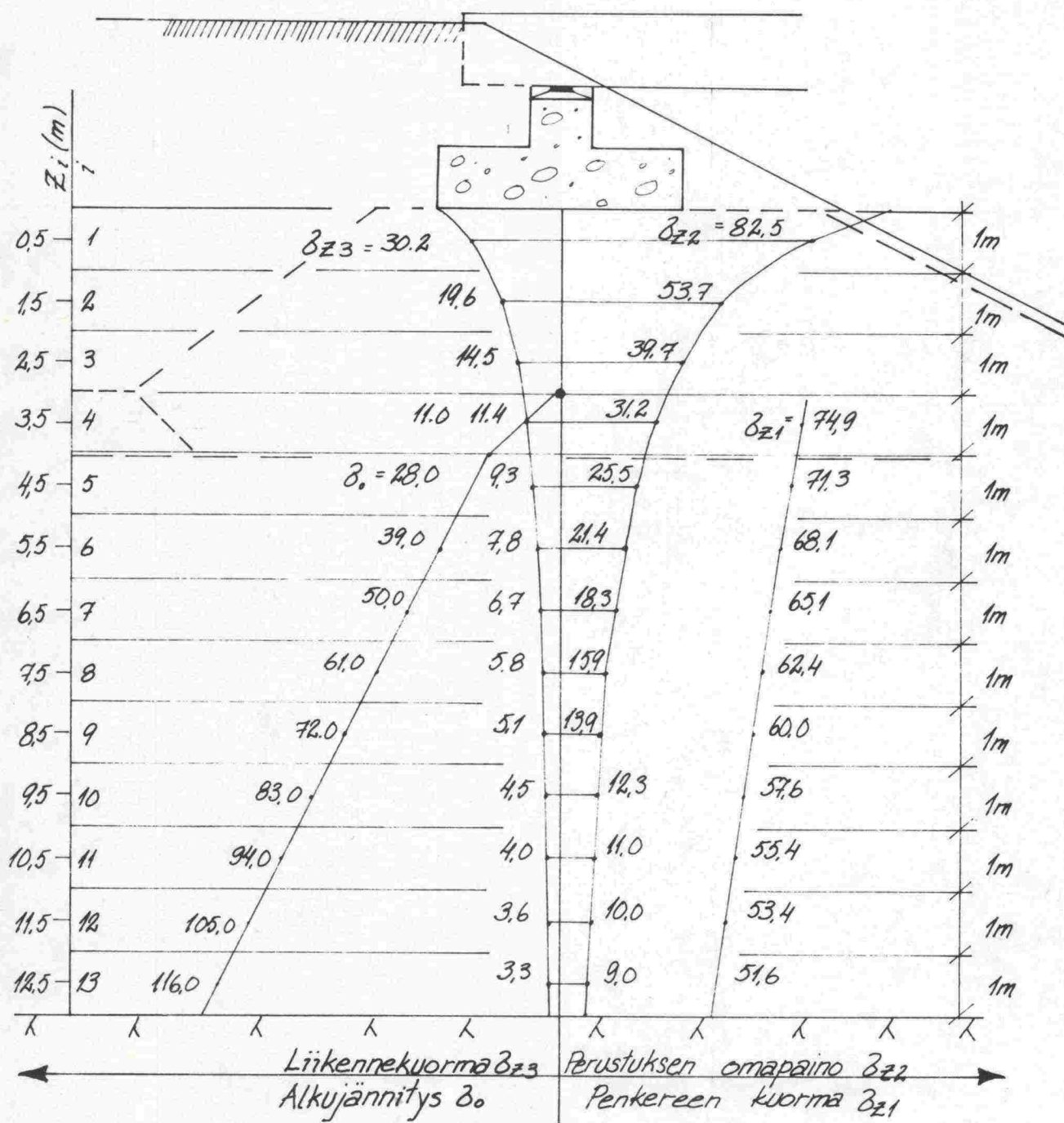
$\sigma_0$  = Pohjamaan omasta painosta johtuva jännitys

$\sigma_{z1}$  = Pengerkuormasta johtuva lisäjännitys

$\sigma_{z2}$  = Perustuksen pysyväästä kuormasta johtuva lisäjännitys

$\sigma_{z3}$  = Perustuksen liikennekuormasta johtuva lisäjännitys

Yksikkö [ kN/m<sup>2</sup> ]





## 7.2 Paalutuki

### 7.2.1 Kuormitustapaukset

N:o	Kuormitus	Muodonm.	mm $\Delta$	‰ $\rho$	kN N
1	Pysyvä vaakasiirtymä	plastinen	+21	-	-
2	Muuttuva vaakasiirtymä max	kimmoinen	+ 6	-	-
3	Muuttuva vaakasiirtymä min	kimmoinen	- 6	-	-
4	Pysyvä kulmanmuutos	plastinen	-	-2,3	1255
5	Muuttuva kulmanmuutos max	kimmoinen	-	1,7	365
6	Muuttuva kulmanmuutos min	kimmoinen	-	-0,6	-55
7	Tukireaktio max	kimmoinen	-	1,1	552
8	Tukireaktio min	kimmoinen	-	-0,6	-55

### 7.2.2 Laakerireaktiot

Laskenta suoritetaan seuraavilla kuormituksilla ja siirtymillä :

- Vaakasuora plastinen siirtymä luiskaan päin  $\Delta_1 = +21 \text{ mm}$
- Vaakasuora kimmoinen siirtymä luiskaan päin  $\Delta_2 = +6 \text{ mm}$
- Vaakasuora kimmoinen siirtymä penkereeseen päin  $\Delta_3 = -6 \text{ mm}$
- Penkereen liikkeistä johtuva maanpaine  $F_m$



### 7.2.3 Yleistä laskelmien suorittamisesta

Päätytuki muotoillaan kuvan 7.2.1, Pilarituen rakennemalli, mukaisesti.

Laskenta suoritetaan paalujen rasitusten tarkistamiseksi kohdan 4.3 mukaan. Seuraavia kuormitustapauksia käsitellään:

1. Plastinen vaakasiirtymä luiskaan päin 7.2.4
2. Kimmoinen vaakasiirtymä luiskaan päin 7.2.5
3. Kimmoinen vaakasiirtymä penkereeseen päin 7.2.6
4. Penkereen liikkeistä johtuva maanpaine 7.2.7

Geoteknilliset parametrit valitaan taulukon 3.1.1 ... 3.1.3 ja taulukon 4.3.1 mukaan.

#### Penger materiaali

Moreeni

$$\begin{aligned}\phi_k &= 34^\circ \\ \gamma &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ n_h &= 20 \text{ MN/m}^3\end{aligned}$$

#### Koheesi maa

Kiinteä hiesu

$$\begin{aligned}\tau_{fu} &= 60 \text{ kN/m}^2 \\ k_{z1} &= 80 \cdot \tau_{fu} & k_{z2} &= 130 \cdot \tau_{fu} \\ \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

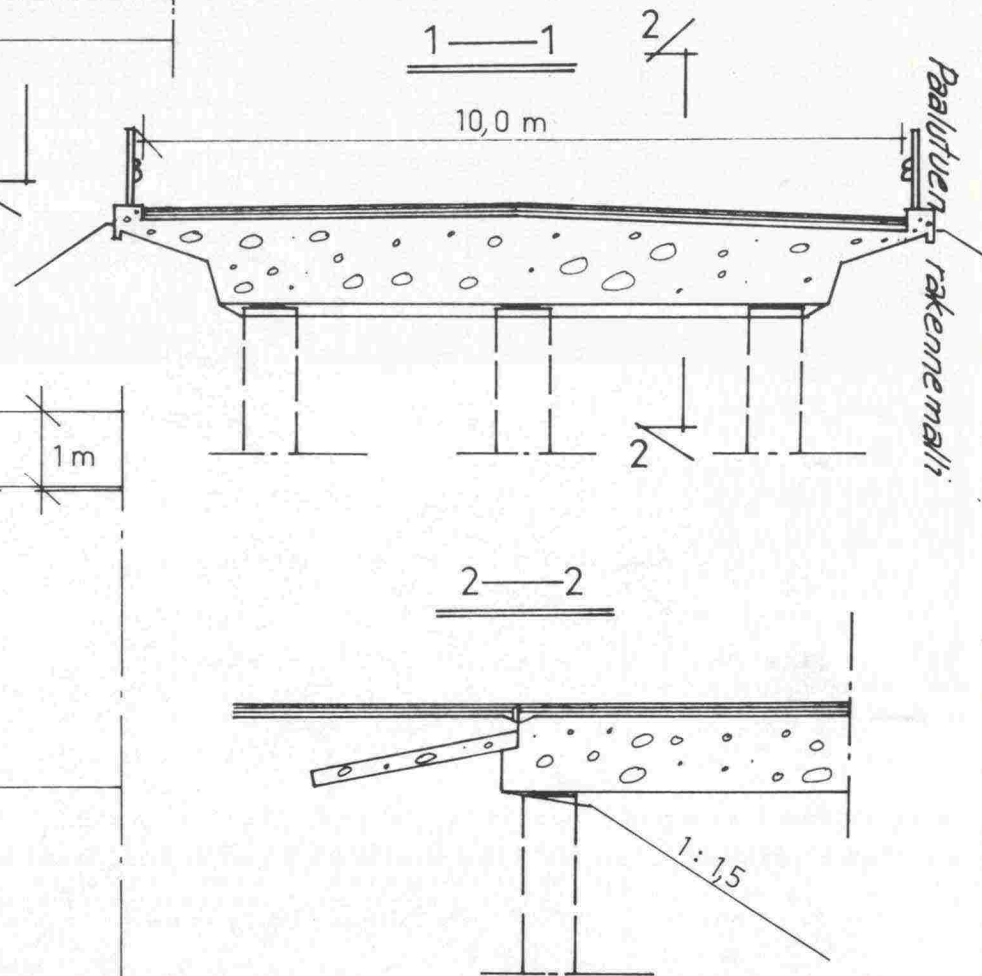
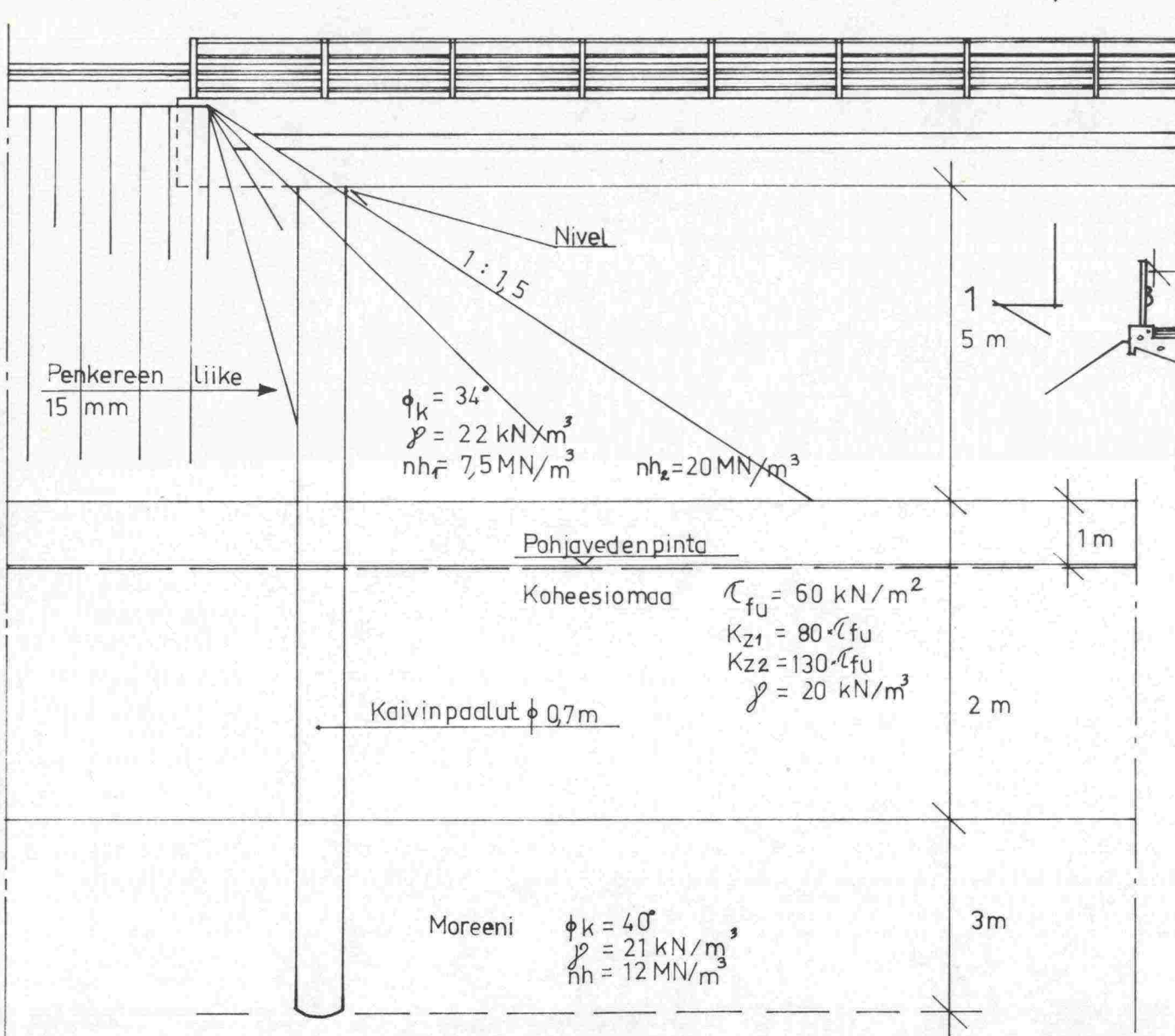
#### Moreenimaa

Kiinteä moreeni

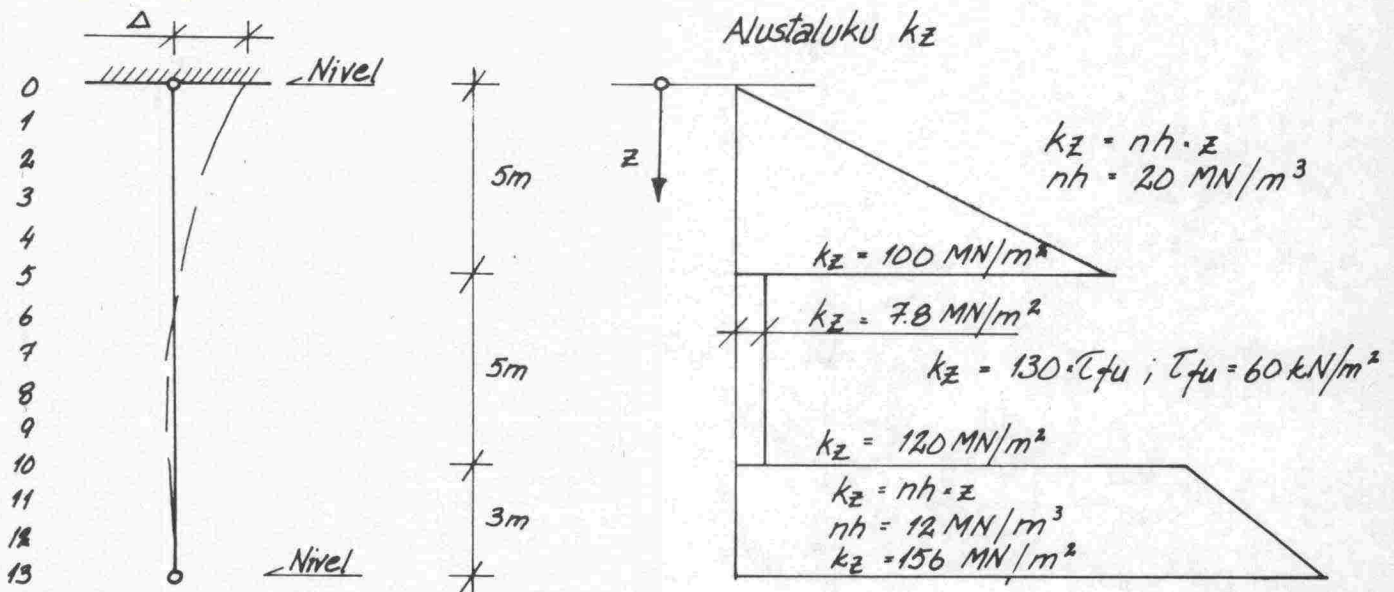
$$\begin{aligned}\phi_k &= 40^\circ \\ \gamma &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ n_h &= 20 \text{ MN/m}^3\end{aligned}$$

Pohjavedenpinnan otaksutaan olevan 1 m maanpinnan alapuolella.

Laskenta suoritetaan käyttötilassa, joten kuormien ja aineiden osavarmuuskertoimeksi valitaan 1.



### Rakennekaavio



### Paalun lujuus- ja muodonmuutosparametrit

$$E_b = 18000 \sqrt{K}, \quad K = 300 \text{ kp/cm}^2$$

$$E_{b1} = 312000 \text{ kp/cm}^2 = 31.200 \text{ MN/m}^2, \text{ kimmoisille muodonmuutoksille}$$

$$\phi = 1,75 \text{ hiipumaluku}$$

$$E_{b2} = \frac{E_{b1}}{1+\phi} = 11.300 \text{ MN/m}^2, \text{ plastisille muodonmuutoksille}$$

$$J = \pi d^4 / 64; \quad d = 0,7 \text{ m}$$

$$J = 0.01179 \text{ m}^4$$

$$L = 1 \text{ m}$$

### Jousivakioiden $k_{qi}$ määrittäminen

Maa vastustaa paalun liikkeitä. Tämä vastus idealisoidaan jousivakioiden  $k_{qi}$  avulla. Jousien otaksutaan vaikuttavan ainoastaan elementtien nurkkapisteissä.

$k_{qi} = k_z \cdot L$ . Laskenta suoritetaan käyttämällä jäykkyyssmatriisia, joka on kerrottu kertoimella  $E_b J / L^3$ . Saadut muodonmuutokset on täten kerrottava vuorostaan kertoimella  $L^3 / E_b J$ . Jousivakiot, jotka sisältyvät jäykkyyssmatriisiin kerrotaan myös kertoimella  $L^3 / E_b J$ .

$$\frac{E_{b1} J}{L^3} = 31.200 \cdot 0.01179 / 1^3 = 367.7 \text{ MN/m}; \text{ kimmoiset muodonmuut.}$$

$$\frac{E_{b2} J}{L^3} = 11.300 \cdot 0.01179 / 1^3 = 133.2 \text{ MN/m}; \text{ plastiset muodonmuut.}$$

$$k_1 = k_{qi} / 367.7; \text{ kimmoiset muodonmuutokset}$$

$$k_2 = k_{qi} / 133.2; \text{ plastiset muodonmuutokset}$$



### Luiskan vaikutus jousivakioiden arvoihin

Luiskan kaltevuuskulma huomioidaan redusoimalla jousivakioiden arvoa kohdan 4.3 mukaisesti.

Luiskan kaltevuus 1:1,5

$$k_{pa} = 0.88$$

kaava (4.3.6)

$$k_p = 3.54$$

kaava (4.3.5)

$$m = 0.25$$

kaava (4.3.6)

$m$  = jousivakion redusointikerroin, joka on riippuvainen luiskan kaltevuuskulmasta.

### Jousivakiot

		Kimmoiset muod.m.		Plastiset muod.m.	
Piste	$k_{qi}$	$k_1$	$mk_1$	$k_2$	$mk_2$
0	0	0	0	0	0
1	20	0.0544	0.0136	0.1502	0.0376
2	40	0.1088	0.0272	0.3003	0.0751
3	60	0.1632	0.0383	0.4505	0.1126
4	80	0.2176	0.0544	0.6006	0.1502
5	53.9	0.1466	0.0367	0.4047	0.1012
6	7.8	0.0212	0.0212	0.0586	0.0586
7	7.8	0.0212	0.0212	0.0586	0.0586
8	7.8	0.0212	0.0212	0.0586	0.0586
9	7.8	0.0212	0.0212	0.0586	0.0586
10	63.9	0.1738	0.1738	0.4797	0.4797
11	63.2	0.3590	0.3590	0.9910	0.9910
12	144	0.3916	0.3916	1.0811	1.0811

### 7.2.4 Plastinen vaakasiirtymä luiskaan päin

Katso rakennekaavio sivulla 52. Vaakasiirtymä  $\Delta = +21\text{ mm}$ .

Muodonmuutos on pysyvä ja voidaan siten otaksua plastiseksi. Liike tapahtuu luiskaan päin ja siitä johtuen käytetään redusoituja jousivakioita  $mk_2$ .

Rakenteen jäykkyyssmatriisi  $K_1$  (kerrottuna  $E_b J/L^3$ :llä) saa, luiskaan päin tapahtuvan plastisen vaakasiirtymän tapauksessa, seuraavan arvon:

$$K_1 = \begin{bmatrix} 12 & -6 & -12 & -6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6 & 4 & 6 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -12 & 6 & 24.0376 & 0 & -12 & -6 & 0 & 0 & 0 \\ -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & -12 & 6 & 24.9910 & 0 & -12 & -6 & 0 \\ 0 & 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -12 & 6 & -25.0811 & 0 & -6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 4 \end{bmatrix}$$

$$F_1 = \begin{bmatrix} H_1 \\ 0 \\ 0 \\ \hline 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$D_1 = \begin{bmatrix} \phi_{0,1} \\ \phi_{0,1} \\ \phi_{1,1} \\ \hline \phi_{12,1} \\ \phi_{12,1} \\ \phi_{13,1} \end{bmatrix}$$

$$F_1 = K_1 \cdot D_1$$

$$D_1 = K_1^{-1} \cdot F_1$$

( Todelliset muodonmuutokset saadaan kertomalla  $D_1$   $L^3/EIJ$ :llä ).

Paalun momentit ja leikkausvoimat saadaan kaavasta (4.3.10a), kun otetaan huomioon, että muodonmuutokset  $D_1$  on kerrottu kertoimella  $EIJ/L^3$ . Jäykkyydsmatriisi kerrotaan tämän vuoksi em. kertoimen käänteisarvolla, jolloin vakiotermi katoaa.

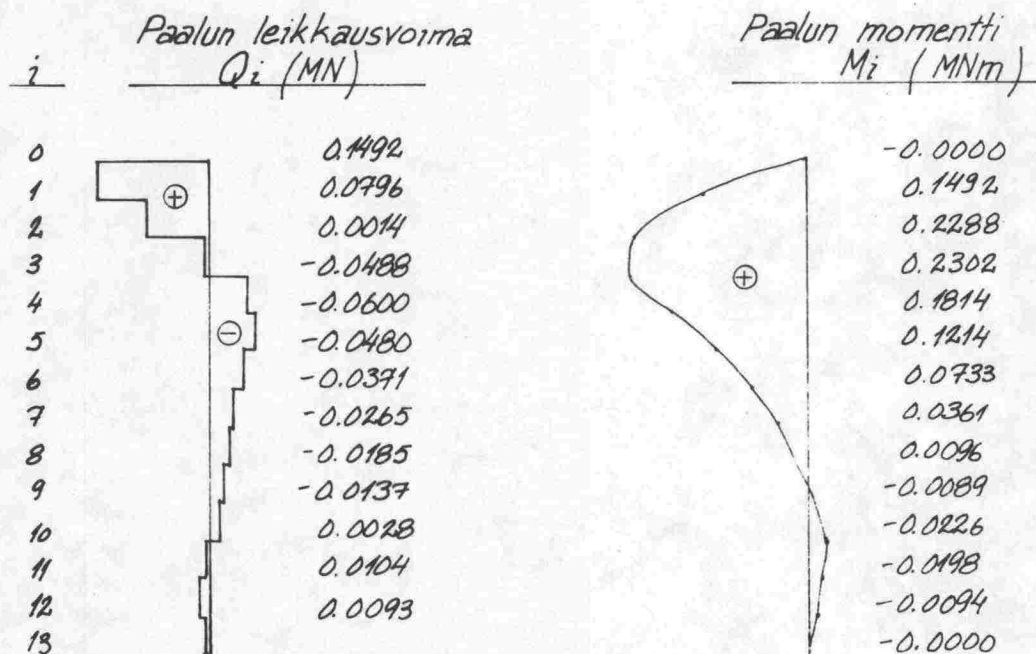
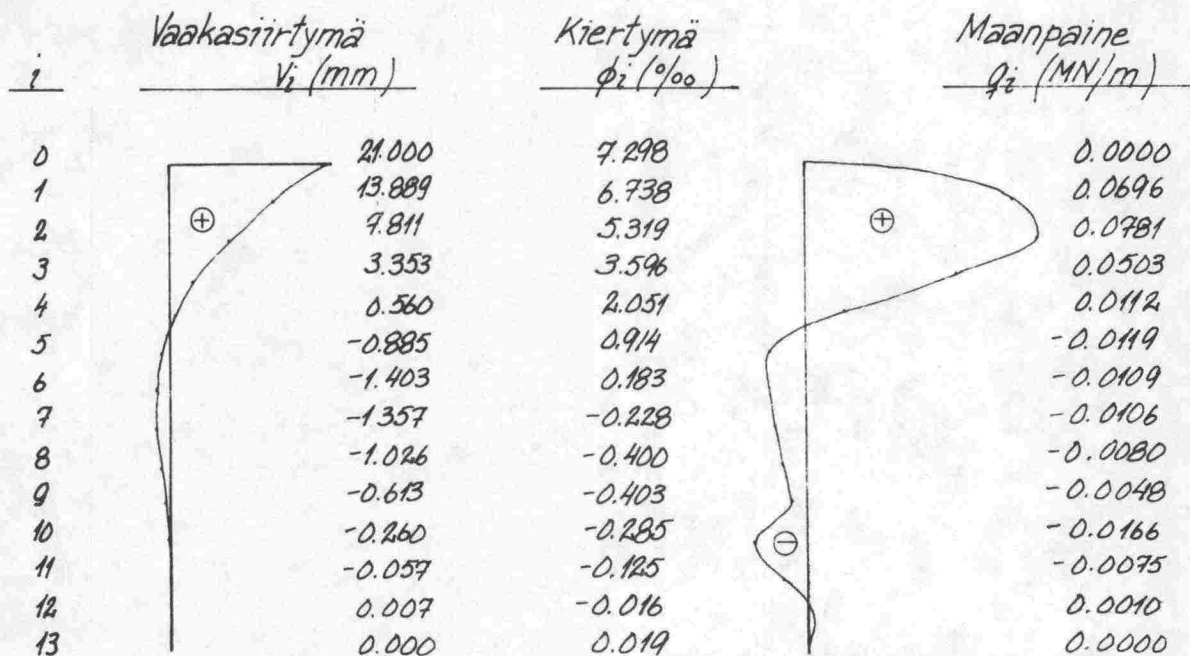
$$\begin{bmatrix} Q_{i,i+1} \\ M_{i,i+1} \\ Q_{i+1,i} \\ M_{i+1,i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 12 & -6L & 12 & -6L \\ -6L & 4L^2 & 6L & 2L^2 \\ -12 & 6L & 12 & 6L \\ -6L & 2L^2 & 6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_i \\ \phi_i \\ \phi_{i+1} \\ \phi_{i+1} \end{bmatrix} \quad \text{kaava (4.3.10a)}$$

Laskenta suoritetaan ensin vaakavoiman arvolla  $H_1 = 1 \text{ MN}$ . Saatua vaakasiirtymää  $\Delta_{11}$  verrataan haluttuun vaakasiirtymään  $\Delta_1 = 21 \text{ mm}$ . Laskenta suoritetaan uudestaan vaakavoimalla  $H_1 = \Delta_1 / \Delta_{11} \text{ MN}$ .

Laskentatulokset ilmenevät kuvasta 7.2.2.



Kuva 7.2.2 Plastinen vaakasiirtymä 21mm luiskaan päin.





### 7.2.5 Kimmoinen vaakasiirtymä luiskaan päin

Katso rakennekaavio sivulla 53. Vaakasiirtymä  $\Delta = +6 \text{ mm}$ .

Muodonmuutos on lyhytaikainen ja siksi sen voidaan katsoa olevan kimmainen. Liike tapahtuu luiskaan päin ja siitä johtuen käytetään redusoituja jousivakioita  $mk_1$ .

Rakenteen jäykkyyismatriisi  $K_2$  (kerrottuna  $EbJ/L^3$ :lla) saa, luiskaan päin tapahtuvan kimmoisen vaakasiirtymän tapauksessa, seuraavan arvon:

$$K_2 = \begin{bmatrix} 12 & -6 & -12 & -6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6 & 4 & 6 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -12 & 6 & 24.0136 & 0 & -12 & -6 & 0 & 0 \\ -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 & 0 \\ \hline 0 & -12 & 6 & 24.3590 & 0 & -12 & -6 & 0 \\ 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -12 & 6 & 24.3916 & 0 & -6 \\ 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 2 & 4 \end{bmatrix}$$

$$F_2 = \begin{bmatrix} H_2 \\ 0 \\ 0 \\ \hline 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$D_2 = \begin{bmatrix} \delta_{0,2} \\ \phi_{0,2} \\ \sigma_{1,2} \\ \hline \sigma_{12,2} \\ \phi_{12,2} \\ \phi_{13,2} \end{bmatrix}$$

$$F_2 = K_2 \cdot D_2$$

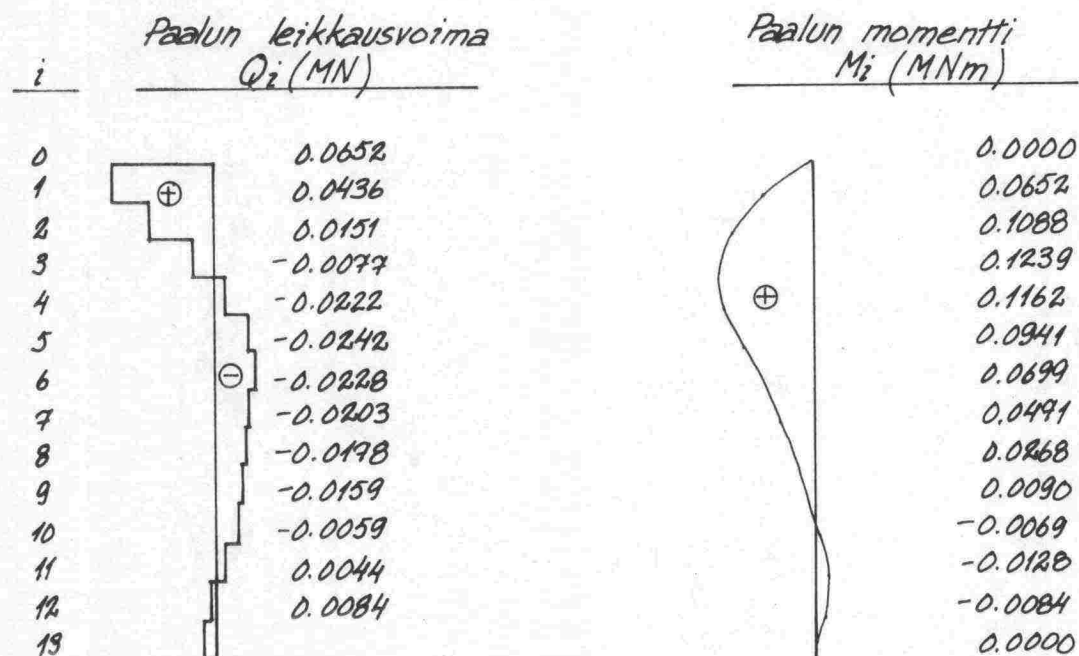
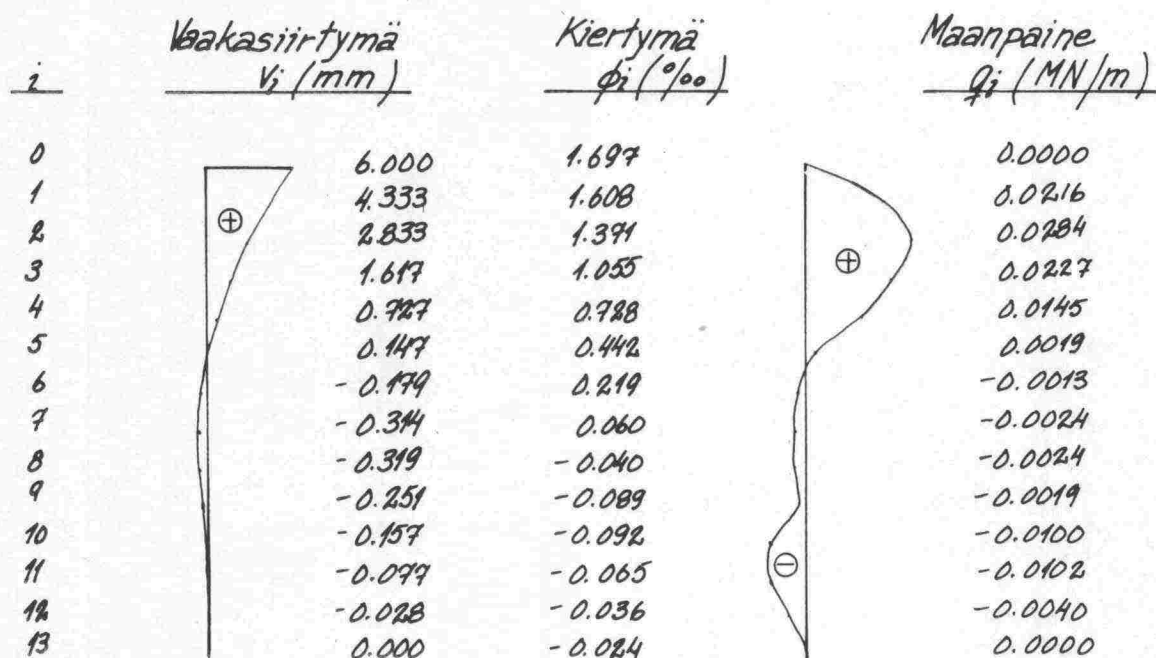
$$D_2 = K_2^{-1} \cdot F_2$$

(Todelliset muodonmuutokset saadaan kertomalla  $D_2$  kertoimella  $L^3/EbJ$ ).

Momentit ja leikkausvoimat lasketaan samalla tavalla kuin on esitetty sivulla 55.

Laskenta suoritetaan ensin vaakavoiman arvolla  $H_1 = 1 \text{ MN}$ . Saatua vaakasiirtymää  $\Delta_{21}$  verrataan haluttuun vaakasiirtymään  $\Delta_2 = +6 \text{ mm}$ . Laskenta suoritetaan uudestaan vaakavoiman arvolla  $H_2 = \Delta_2/\Delta_{21} \text{ MN}$ . Laskentatulokset ilmenevät kuvasta 7.2.3

Kuva 7.2.3 Kimmoinen vaakasiirtymä 6 mm luiskaan päin.



### 7.2.6 Kimmoinen vaakasiirtymä penkereeseen päin

Katso rakennekaavio sivulla 53. Vaakasiirtymä  $\Delta = -6 \text{ mm}$ .

Muodonmuutos on lyhytaikainen ja voidaan sen vuoksi katsoa olevan kimmainen. Liike tapahtuu penkereeseen päin ja tästä johtuen käytetään jousivakioita  $k_1$ .

Rakenteen jäykkyyssmatriisi  $K_3$  (kerrottuna  $EbJ/L^3$ :lla) saa, penkereeseen päin tapahtuvan kimmoisen vaakasiirtymän tapauksessa, seuraavan arvon:

$$K_3 = \begin{bmatrix} 12 & -6 & -12 & -6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6 & 4 & 6 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -12 & 6 & 24.0544 & 0 & -12 & -6 & 0 & 0 \\ -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 & 0 \\ \hline 0 & -12 & 6 & 24.3590 & 0 & -12 & -6 & 0 \\ 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -12 & 6 & 24.3916 & 0 & -6 \\ 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 4 \end{bmatrix}$$

$$F_3 = \begin{bmatrix} H_3 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$D_3 = \begin{bmatrix} \delta_{0,3} \\ \phi_{0,3} \\ \delta_{1,3} \\ \delta_{12,3} \\ \phi_{12,3} \\ \phi_{13,3} \end{bmatrix}$$

$$F_3 = K_3 \cdot D_3$$

$$D_3 = K_3^{-1} \cdot F_3$$

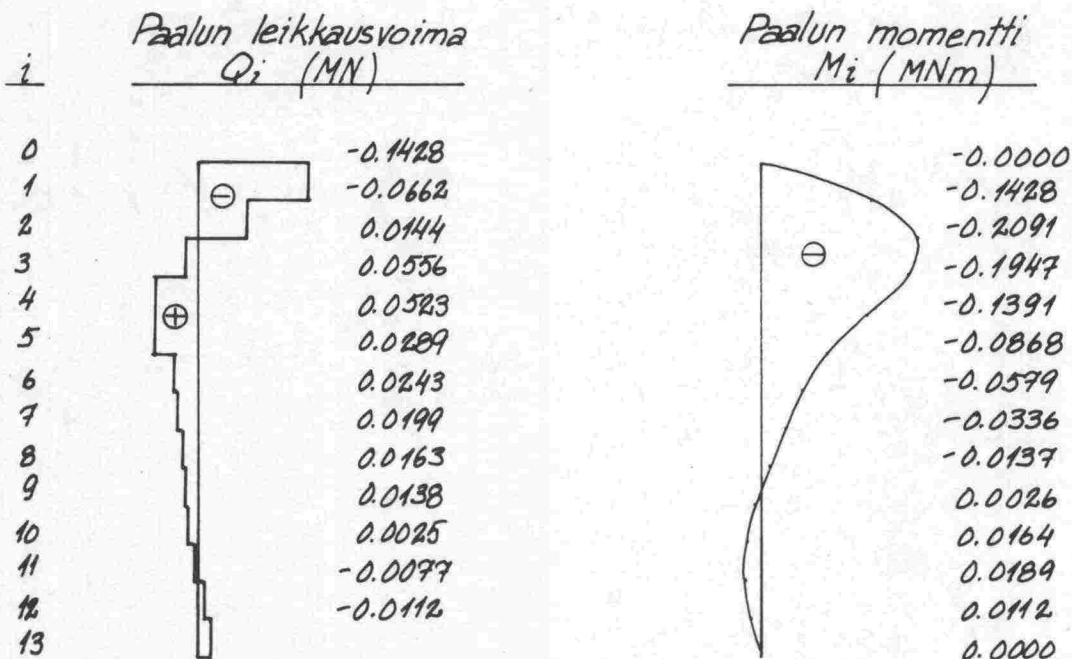
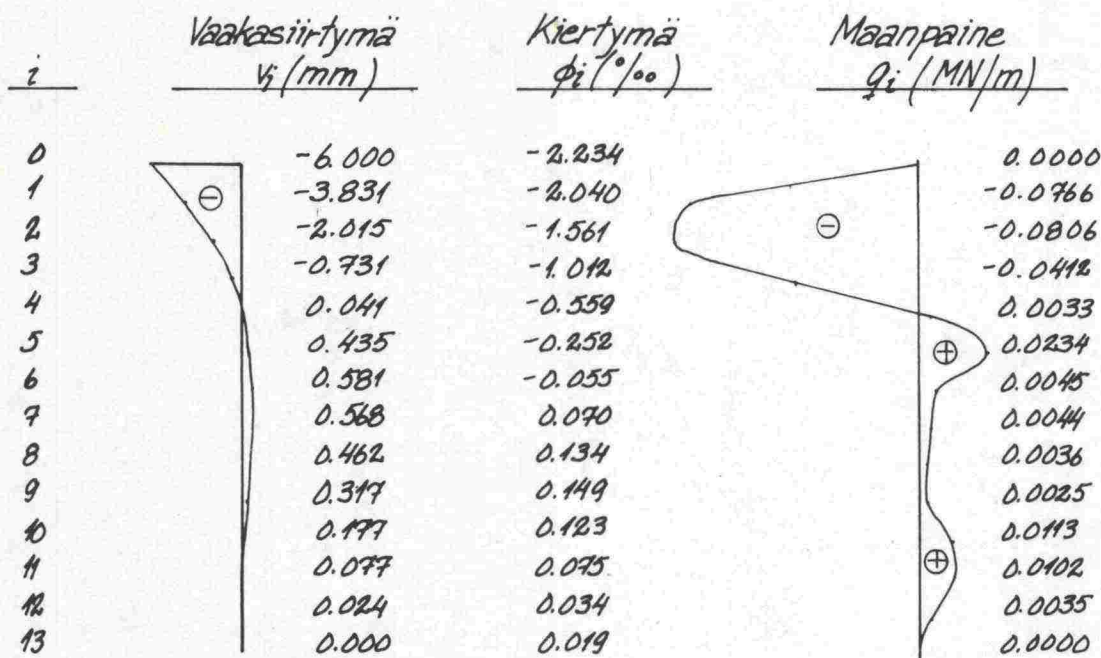
(Todelliset muodonmuutokset saadaan kertomalla  $D_3$  kertoimella  $L^3/EbJ$ ).

Momentti ja leikkausvoimat lasketaan samalla tavalla kuin sivulla 55.

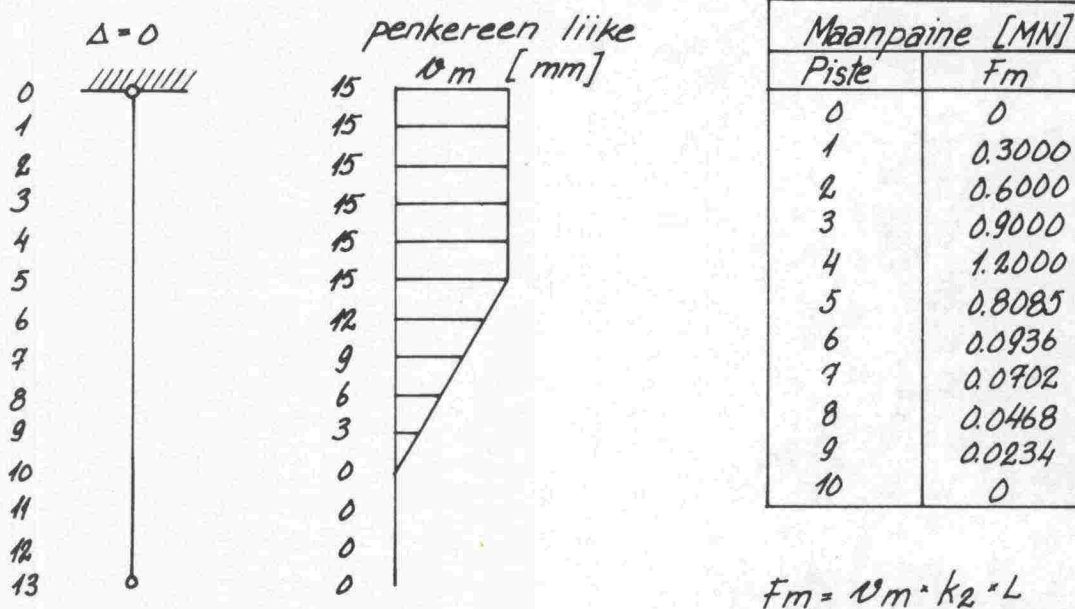
Laskenta suoritetaan ensin vaakavoiman arvolla  $H_3 = 1 \text{ MN}$ . Saatua vaakasiirtymää  $\Delta_{31}$  verrataan haluttuun vaakasiirtymään  $\Delta_3 = -6 \text{ mm}$ . Laskenta suoritetaan uudestaan vaakavoiman arvolla  $H_3 = \Delta_3 / \Delta_{31} \text{ MN}$ . Laskentatulokset ilmenevät kuvasta 7.2.4



Kuva 7.2.4 Kimmoinen vaakasiirtymä -6mm penkereeseen päin.



## 7.2.7 Penkereen liikkeistä johtuva maanpaine



Muodonmuutos on pysyvä ja voidaan sen vuoksi katsoa olevan plastinen. Paalun suhteellinen liike tapahtuu penkereeseen päin ja tämän vuoksi käytetään jousivakioita  $k_2$ .

Rakenteen jäykkyyssmatriisissa käytetään myös jousivakioita  $k_2$  samoin kuin ulkoisten kuormien  $F_m$  määrittämisessä. Tällä tavalla saadaan ulkoiset voimat  $F_m$  pieneneen 0:aan, kun paalun siirtymä kasvaa arvoon  $u_m$ .

Rakenteen jäykkyyssmatriisi  $K_4$  (kerrottuna  $EbJ/L^3$ :lla) saa, penkereen liikkeistä johtuvan maanpaineen tapauksessa, seuraavan arvon:

$$K_4 = \begin{bmatrix} 4 & 6 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6 & 24.0544 & 0 & -12 & -6 & 0 & 0 & 0 \\ 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -12 & 6 & 24.1088 & 0 & -12 & -6 & 0 \\ 0 & -12 & 6 & 24.3590 & 0 & -12 & -6 & 0 \\ 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -12 & 6 & 24.3916 & 0 & -6 \\ 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 4 \end{bmatrix}$$

$$F_4 = \begin{bmatrix} 0 \\ F_{m1} \\ 0 \\ F_{m12} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

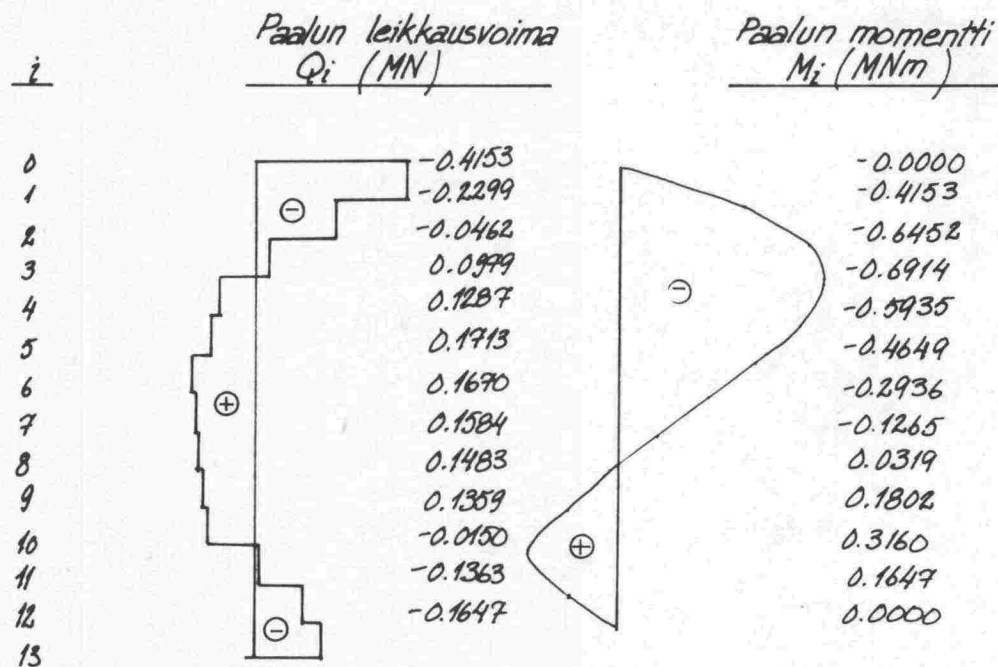
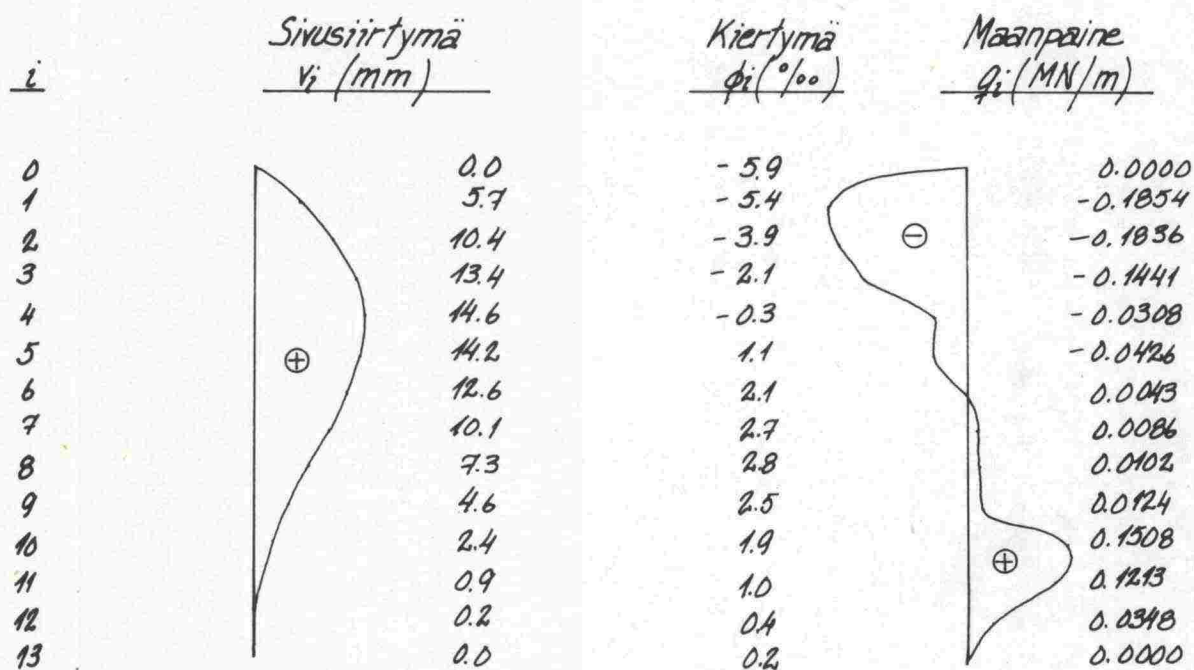
$$D_4 = \begin{bmatrix} \phi_{0,4} \\ \phi_{1,4} \\ \phi_{1,4} \\ \phi_{12,4} \\ \phi_{12,4} \\ \phi_{13,4} \end{bmatrix}$$

$$F_4 = K_4 \cdot D_4$$

$$D_4 = K_4^{-1} \cdot F_4$$

Todelliset muodonmuutokset saadaan kertomalla  $D_4$  kertoimella  $L^3/EbJ$ . Laskentatulokset ilmenevät kuvasta 7.2.5

Kuva 7.2.5 Palkkireen liikkeistä johtuva maanpaine





### 7.2.8 Paalujen mitoitus

N:o	Kuormitustapaukset	$ M_{max} $	$ Q_{max} $
1	Plastinen siirtymä luiskaan päin	0.230	0.149
2	Kimmoinen siirtymä luiskaan päin	0.124	0.065
3	Kimmoinen siirtymä luiskaan päin	-0.209	-0.143
4	Penkereen liikkeistä johtuva maanpaine	-0.691	-0.414
$\Sigma 1$	1+2	0.350	0.214
$\Sigma 2$	1+3+4	-0.690	-0.409
		MNm	MN

$$N_{max} = 1807 \text{ kN}$$

$$N_{min} = 1200 \text{ kN}$$

$$\beta_R = 200$$

$$\beta_s / \beta_R = 21$$

$$\text{ges } \bar{\mu}_0 = 0.55$$

$$m = \frac{6700000 \text{ kp cm}^2}{35^3 \cdot 200 \text{ cm}^2 \text{ kp}} = 0.78$$

$$n = \frac{180700 \text{ kp cm}^2}{35^2 \cdot 200 \text{ cm}^2 \text{ kp}} = 0.74$$

$$\text{ges } F_e = 0.55 \cdot 35^2 \cdot \pi / 21 = 101 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{\mu = 2.6 \%}}$$

Beton - kalender 1973

### 7.3 Pilarituki

#### 7.3.1 Kuormitustapaukset

No	Kuormitus	Muodonm.	mm $\Delta$	‰ $\rho$	kN N
1	Pysyvä vaakasiirtymä	plastinen	+21	—	—
2	Muuttuva vaakasiirtymä, max	kimmoinen	+ 6	—	—
3	Muuttuva vaakasiirtymä, min	kimmoinen	- 6	—	—
4	Pysyvä kulmanmuutos	plastinen	—	-2,3	1880
5	Muuttuva kulmanmuutos, max	kimmoinen	—	1,7	550
6	Muuttuva kulmanmuutos, min	kimmoinen	—	-0,6	-80
7	Tukireaktio, max	kimmoinen	—	1,1	830
8	Tukireaktio, min	kimmoinen	—	-0,6	-80

#### 7.3.2 Laakerireaktiot

Laskenta suoritetaan seuraavilla kuormilla ja siirtymillä:

- Vaakasuoja laakerivoima luiskaan päin  $H = 0,24 \text{ MN}$  ( $t = 0$ )
- Laakerin taivutusmomentti suunnattuna luiskaan päin  $M = 0,06 \text{ MNm}$  ( $t = 0$ )
- Penkereen liikkeistä johtuva maanpaine ( $t = \infty$ )

Koska laakerireaktiot ovat pieniä, ei eroteta plastisia ja kimmoisia muodonmuutoksia.

### 7.3.3 Yleistä laskennan suorittamisesta

Päätytuki muotoillaan kuvan 7.3.1, Pilarituen rakennemalli, mukaisesti.

Laskenta suoritetaan pilarien ja anturoiden rasitusten määrittämiseksi kohdan 5.2 mukaisesti. Seuraavat kuormitustapaukset tarkastetaan:

1. Vaakasuora laakerivoima luiskaan päin 7.3.4
2. Taivutusmomentti laakerissa suunnattuna luiskaan päin 7.3.5
3. Penkereen liikkeistä johtuva maanpaine 7.3.6

Geoteknilliset parametrit valitaan taulukon 3.1.1...3.1.3 ja taulukon 4.3.1 mukaisesti.

#### Penger materiaali

Moreeni

$$\begin{aligned}\phi_k &= 34^\circ \\ \gamma &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ n_h &= 20 \text{ MN/m}^3\end{aligned}$$

#### Pohjamaa

Keskittiivis hieta

$$\begin{aligned}\phi_k &= 30^\circ \\ \gamma &= 19 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma' &= 11 \text{ kN/m}^3 \\ v' &= 20 \text{ MN/m}^2 \\ k &= 1\end{aligned}$$

$$n_h = 20 \text{ MN/m}^3$$

Pohjavedenpinnan alapuolella

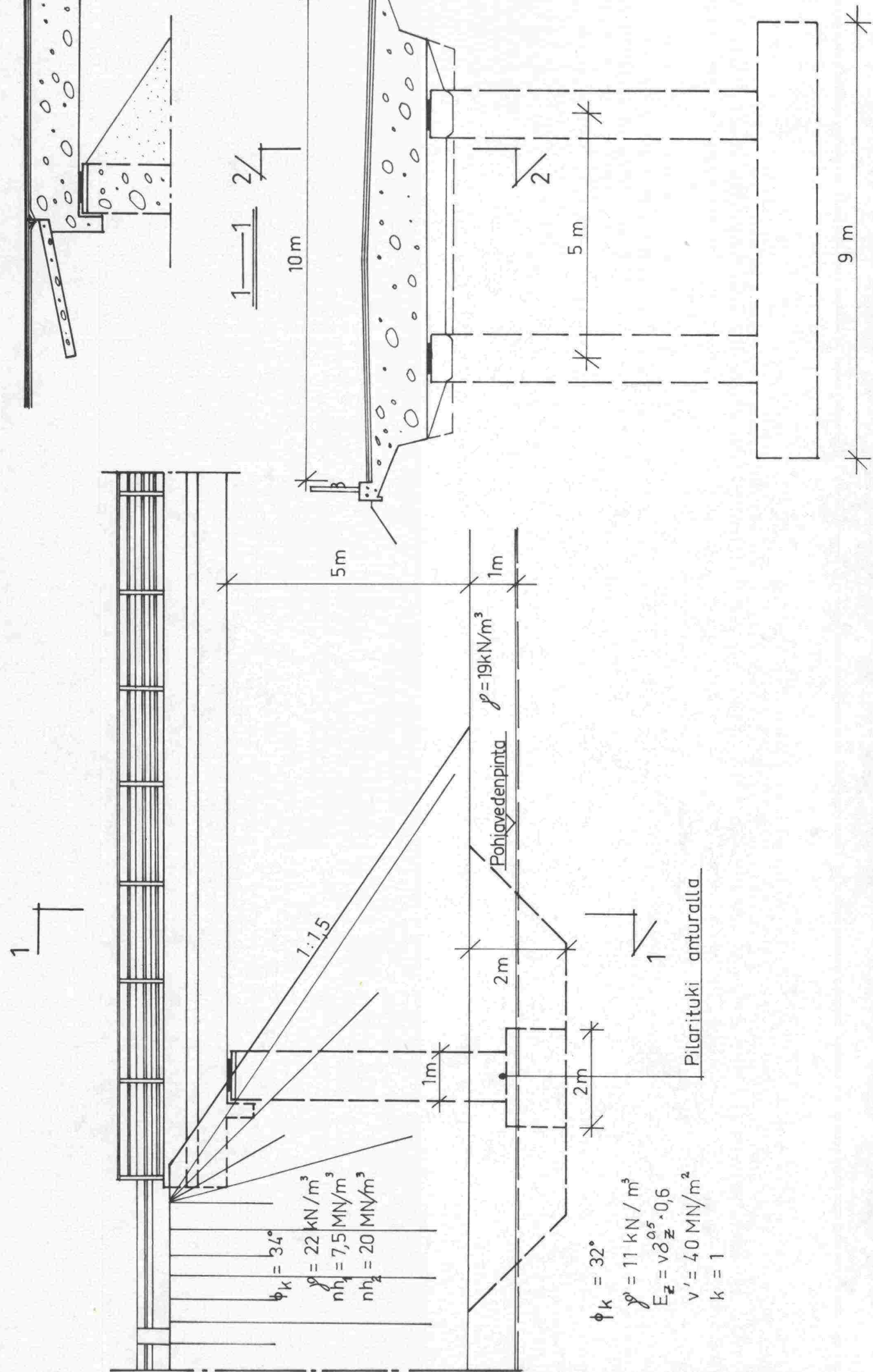
$$n_{h2} = 12 \text{ MN/m}^3$$

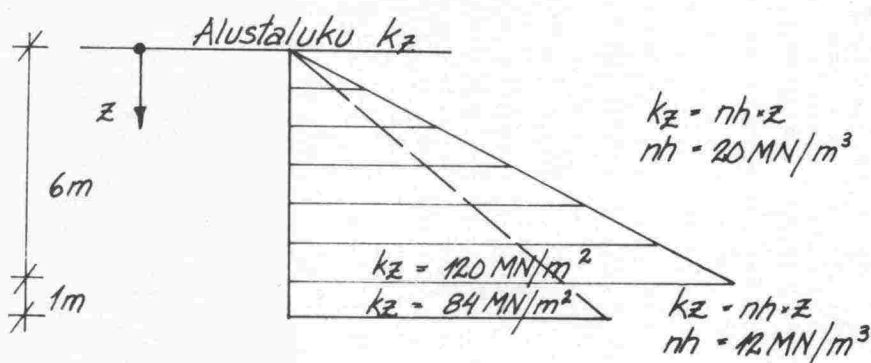
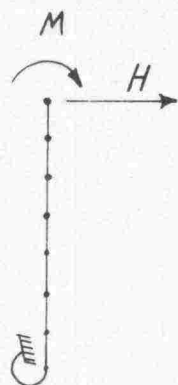
$$E_z = 0.6 \cdot 20 \cdot (1.10 \cdot 0.19 \cdot 0.11)^{0.5} = 14.2 \text{ MN/m}^2$$

Pohjavedenpinnan oletetaan olevan 1m maanpinnan alapuolella.

Laskenta suoritetaan käyttötilassa ja kuormien sekä aineiden osavarmuuskertoimeksi valitaan 1.





RakennekaavioPaalun lujuus- ja muodonmuutosparametrit

$$E_b = 18000 \sqrt{K} \quad ; \quad K = 300 \text{ kp/cm}^2$$

$$E_b = 312000 \text{ kp/cm}^2 = 31200 \text{ MN/m}^2$$

$$J = \pi d^4 / 64 \quad ; \quad d = 1 \text{ m}$$

$$J = 0.0491 \text{ m}^4$$

$$L = 1 \text{ m}$$

Jousivakioiden  $K_{qi}$  laskeminen

Paalun liikkeitä vastustava maanpaine idealisoidaan jousivakiolla  $K_{qi}$  elementtien nurkkapisteissä.

$$k_{qi} = k_z \cdot L$$

Laskenta suoritetaan jäykkyyismatriisilla, joka on kerrottu kertoimella  $E_b J / L^3$ . Saadut muodonmuutokset on täten kerrottava kertoimella  $L^3 / E_b J$ . Jousivakiot, jotka sisältyvät jäykkyyismatriisiin, kerrotaan myös kertoimella  $L^3 / E_b J$ .

$$E_b J / L^3 = 31200 \cdot 0.0491 / 1^3 = 1532 \text{ MN/m}, \text{ kimmoiset muodonmuutokset}$$

$$k = k_{qi} / 1532 \quad , \quad \text{kimmoiset muodonmuutokset}$$

Luiskan kaltevuuden vaikutus jousivakioiden arvoihin

Luiskan kaltevuuden vaikutus huomioidaan redusoidulla jousivakioiden arvo- ja kohdan 4.8 mukaisesti.

$$\text{Luiskan kaltevuus } 1: 1.5$$

$$K_{\alpha} = 0.88$$

$$\text{kaava (4.3.6)}$$

$$K_p = 3.54$$

$$\text{kaava (4.3.5)}$$

$$m = 0,25$$

$m$  = jousivakioiden redusointikerroin, jolla otetaan huomioon luiskin kaltevuus.

### Jousivakiot

Piste	$K_{qi}$	Kimmot muodonm.	
		$K$	$m_k$
0	0	0	0
1	20	0.0131	0.0033
2	40	0.0261	0.0065
3	60	0.0392	0.0098
4	80	0.0522	0.0131
5	100	0.0653	0.0163
6	120	0.0783	0.0196
7	84	0.0548	0.0141

$$K_{M7} = 0.2326 E_z AB^2$$

kuva (5.2.1)

$$E_z = 14.2 \text{ MN/m}^2$$

$$A = 4.5 \text{ m}$$

$$B = 2.0 \text{ m}$$

$$K_{M7} = 0.2326 \cdot 14.2 \cdot 4.5 \cdot 2.0^2 = 59.5 \text{ MNm/rad}$$

$$K = 59.5 / 1532 = 0.0388$$

Jos pilarit varustetaan neopreenilaakereilla, syntyy siirtymästä  $\Delta$  ja kiertymästä  $\rho$  laakeriin voimia. Näiden muodonmuutosten ja syntyvien voimien välinen riippuvuus voidaan ilmaista jousivakioilla pisteessä 0. Tässä laskennassa valitaan;

$$k_{q0} = 26 \text{ MN/m}$$

$$k_{\phi 0} = 0.78 \text{ MNm/rad}$$

$$k = 26 / 1532 = 0.0169$$

$$k = 0.78 / 1532 = 0.0051$$

### 7.3.4 Vaakasuora laakerivoima luiskaan päin

Katso rakennekaavio sivulla 67. Vaakavoima  $H = 0.24 \text{ MN}$ .

Liike tapahtuu luiskaan päin, ja tästä johtuen käytetään jousivakioita  $m_k$ .



Rakenteen jäykkyyismatriisi  $K_1$  (kerrottuna  $EbJ/L^3$ :lla), luiskaan päin vaikuttavan voiman tapauksessa, saa seuraavan arvon:

$$K_1 = \begin{bmatrix} 12 & -6 & -12 & -6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6 & 4 & 6 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -12 & 6 & 24.0033 & 0 & -12 & -6 & 0 & 0 \\ -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & -12 & 6 & 24.0163 & 0 & -12 & -6 & 0 \\ 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -12 & 6 & 24.0783 & 0 & -6 \\ 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 4.0388 \end{bmatrix}$$

$$F_1 = \begin{bmatrix} H \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$D_1 = \begin{bmatrix} \phi_{0,1} \\ \phi_{0,1} \\ \phi_{1,1} \\ \phi_{1,1} \\ \phi_{5,1} \\ \phi_{6,1} \\ \phi_{6,1} \\ \phi_{7,1} \end{bmatrix}$$

$$F_1 = K_1 \cdot D_1$$

$$D_1 = K_1^{-1} \cdot F_1 \quad \left( \begin{array}{l} \text{Todelliset muodonmuutokset saadaan kertomalla} \\ D_1 \text{ kertoimella } L^3/EbJ \end{array} \right)$$

Paalun momentit ja leikkausvoimat saadaan kaavasta (4.3.10a), kun huomioidaan, että muodonmuutokset  $D_1$  on kerrottu  $EbJ/L^3$ :lla. Elementin  $i, i+1$  jäykkyyismatriisi kerrotaan tämän vuoksi arvolla  $L^3/EbJ$  ja väkiokerroin häviää.

$$\begin{bmatrix} Q_{i,i+1} \\ M_{i,i+1} \\ Q_{i+1,i} \\ M_{i+1,i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 12 & -6L & 12 & -6L \\ -6L & 4L^2 & 6L & 2L^2 \\ -12 & 6L & 12 & 6L \\ -6L & 2L^2 & 6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_i \\ \phi_i \\ \phi_{i+1} \\ \phi_{i+1} \end{bmatrix} \quad \text{kaava (4.3.10a)}$$

Laskentatulokset ilmenevät kuvasta 7.2.2

### 7.3.5 Taivutusmomentti laakerissa, suunnattuna luiskaan päin

Katso rakennekaavio sivulla 65. Taivutusmomentti  $M = 0.06 \text{ MNm}$

Liike tapahtuu luiskaan päin ja tästä johtuen käytetään jousiva-  
kioita mk.

Rakenteen jäykkyyssmatriisi  $K_2$  (kerrottuna  $EbI/L^3$ :lla), luiskaan päin  
suunnatun taivutusmomentin tapauksessa, saa seuraavan arvon:

$$K_2 = \begin{bmatrix} 12 & -6 & -12 & -6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6 & 4 & 6 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -12 & 6 & 24.0033 & 0 & -12 & -6 & 0 & 0 \\ -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 & 0 \\ \hline 0 & -12 & 6 & 24.0163 & 0 & -12 & -6 & 0 \\ 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -12 & 6 & 24.0783 & 0 & -6 \\ 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 4.0388 \end{bmatrix}$$

$$F_2 = \begin{bmatrix} 0 \\ M \\ 0 \\ 0 \\ \hline 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$D_2 = \begin{bmatrix} \phi_{0,2} \\ \phi_{0,2} \\ \phi_{1,2} \\ \phi_{1,2} \\ \hline \phi_{5,2} \\ \phi_{6,2} \\ \phi_{6,2} \\ \phi_{7,2} \end{bmatrix}$$

$$F_2 = K_2 \times D_2$$

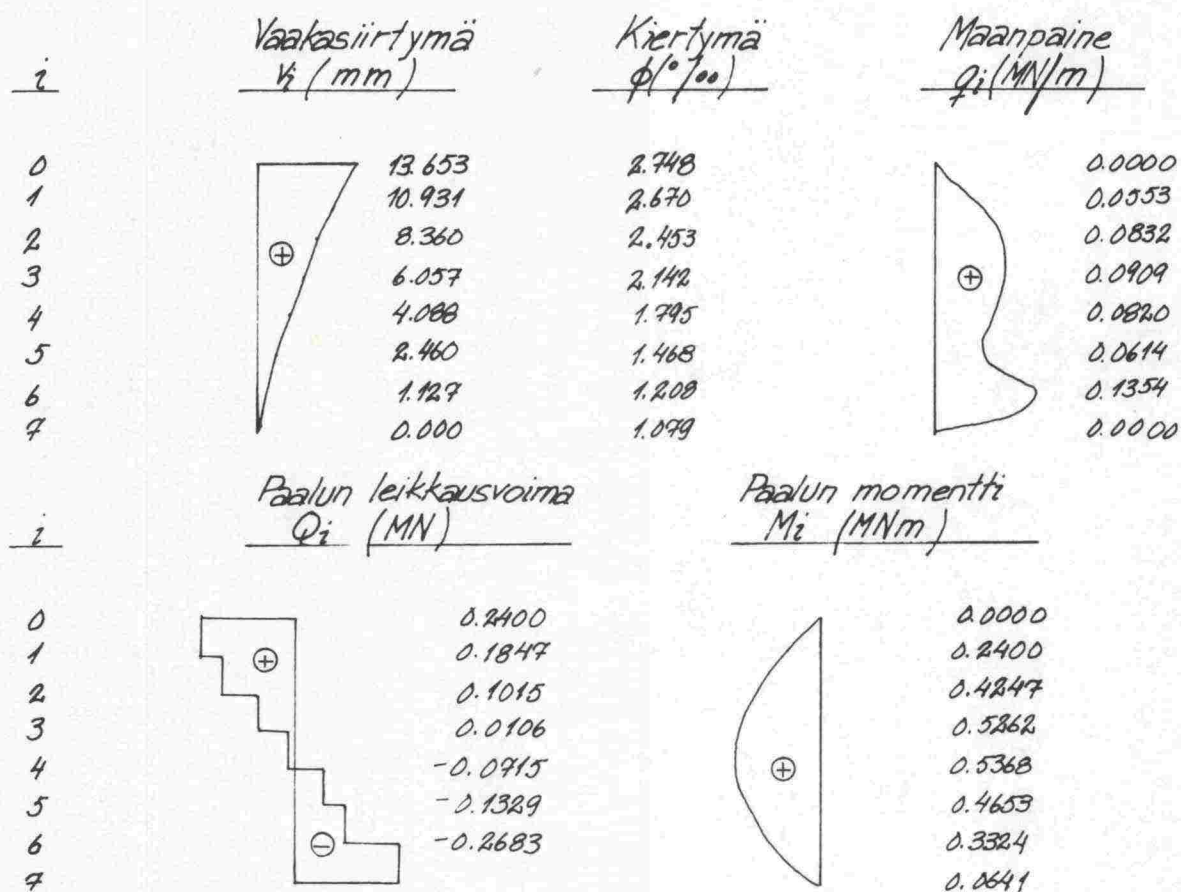
$$D_2 = K_2^{-1} \times F_2$$

(Todelliset muodonmuutokset saadaan kerto-  
malla  $D_2$  arvolla  $L^3/EbI$ )

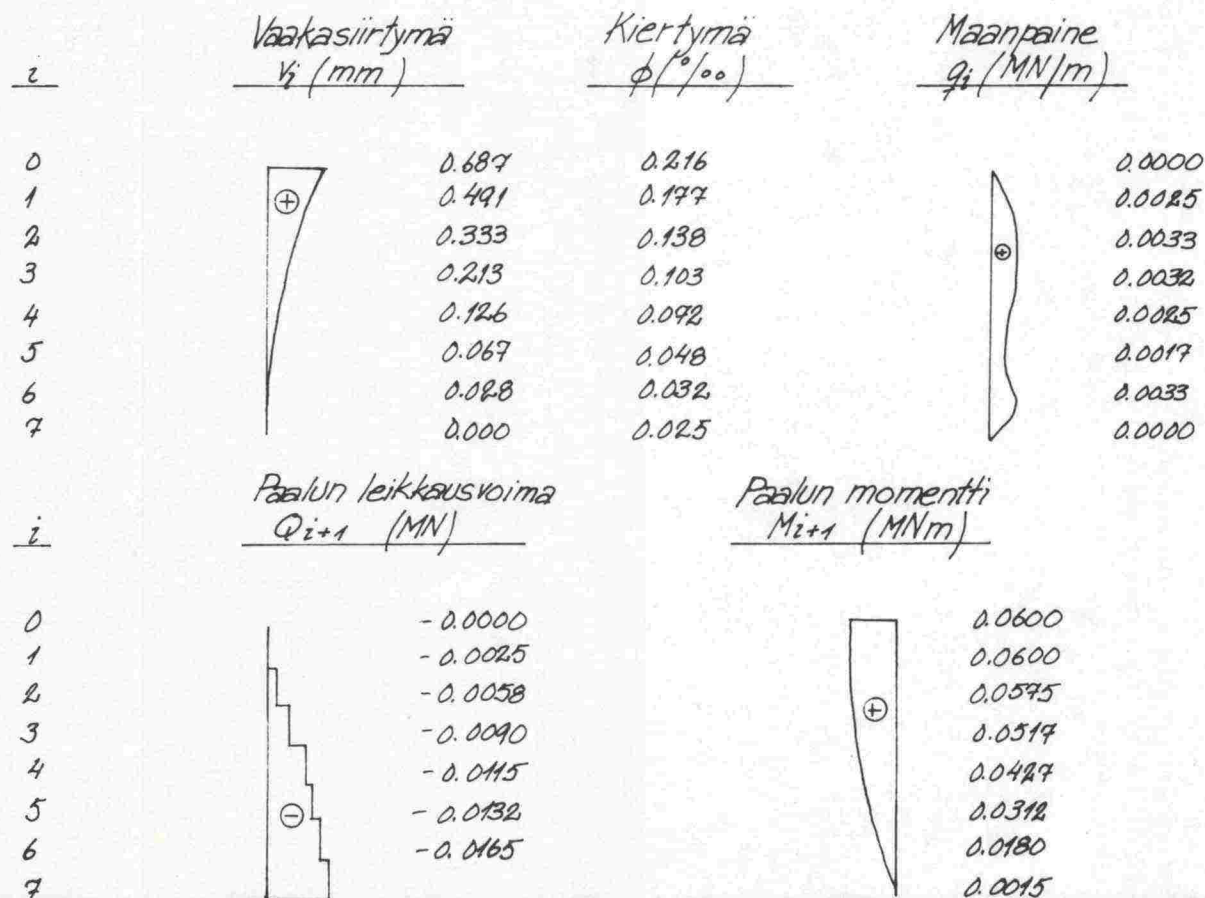
Momentit ja leikkausvoimat saadaan kaavasta (4.3.10a), niinkuin si-  
vulla 69 on osoitettu.

Laskentatulokset ilmenevät kuvasta 7.3.3

Kuva 7.3.2

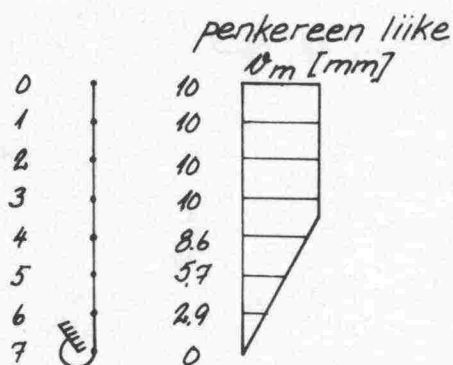
Vaakavoima luiskaan päin  $H=0.24\text{ MN}$ 

Kuva 7.3.3

Täivutusmomentti luiskaan päin,  $M=0.06\text{ MN/m}$ 



### 7.3.6 Penkereen liikkeistä johtuva maanpaine



Maanpaine [MN]	
Piste	$F_m$
0	0
1	0,075
2	0,150
3	0,225
4	0,258
5	0,214
6	0,131
7	0

$$F_m = \delta_m \cdot k \cdot L$$

Rakenteen jäykkyyssmatriisissa käytetään jousivakioita  $k$  samoin kuin ulkoisten kuormien  $F_m$  määrittämisessä. Tällä tavalla saadaan ulkoiset kuormat  $F_m$  pienenevänsä suoraviivaisesti 0:aan, kun paalun siirtymä kasvaa arvoon  $\delta_m$ .

Laskenta suoritetaan ensin laakerivastuksella = 0 ja sen jälkeen laakerivastuksella sivun 68 mukaisesti. Rakenteen jäykkyyssmatriisi, kun laakerivastus = 0, saa seuraavan arvon:

$$K_3 = \begin{bmatrix} 12 & -6 & -12 & -6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6 & 4 & 6 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -12 & 6 & 24.0131 & 0 & -12 & -6 & 0 & 0 \\ -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & -12 & 6 & 24.0653 & 0 & -12 & -6 & 0 \\ 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -12 & 6 & 24.0783 & 0 & -6 \\ 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 4.0388 \end{bmatrix}$$

$$F_3 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ F_{m1} \\ F_{m6} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$D_4 = \begin{bmatrix} \delta_{0,3} \\ \phi_{0,3} \\ \delta_{1,3} \\ \delta_{6,3} \\ \phi_{6,3} \\ \phi_{7,3} \end{bmatrix}$$

$$F_3 = K_3 \cdot D_3$$

$$D_3 = K_3^{-1} \cdot F_3$$

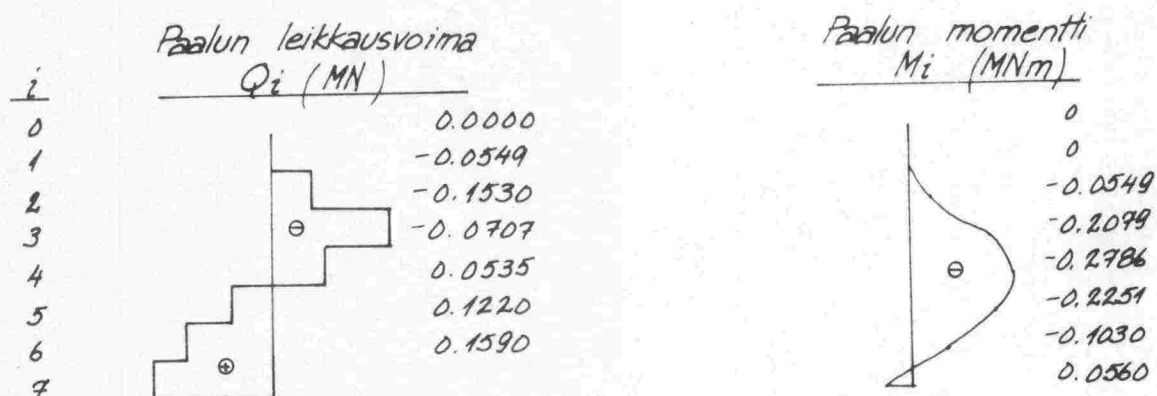
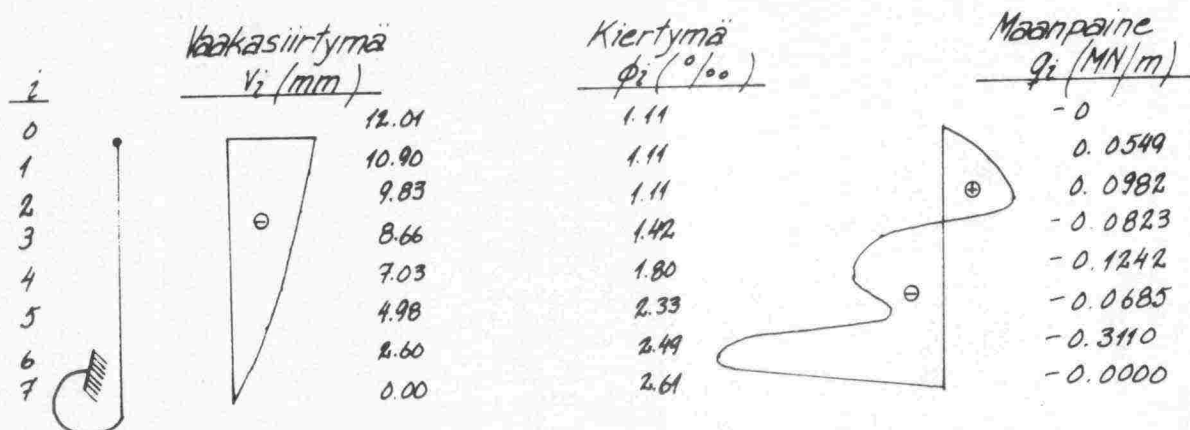
Todelliset muodonmuutokset saadaan kertomalla  $D_3$  kertoimella  $L^3/EbJ$ .

Kun vaakasiirtymät kasvavat yli arvon  $\delta_m$ , asetetaan maanpaineesta johtuva ulkoinen kuorma  $F_m = 0$  ja näissä pisteissä jousivakiot =  $mk$ . (Laskenta on iteratiivinen).

Laskentatulokset ilmenevät kuvasta 7.3.4

Kuva 7.3.4

Penkereen liikkeistä johtuva maanpaine. Penkereen vaakaliike 10mm, laakerivastus = 0.



Seuraavassa uusitaan laskenta sivun 68 mukaisella laakerivastuksella. Jäykkyysmatriisi  $K_4$  saa tässä tapauksessa seuraavan arvon:

$$K_4 = \begin{bmatrix} 12.0169 & -6 & -12 & -6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6 & 4.0051 & 6 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -12 & 6 & 24.0131 & 0 & -12 & -6 & 0 & 0 \\ -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 & 0 \\ \hline 0 & -12 & 6 & 24.0653 & 0 & -12 & -6 & 0 \\ 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 6 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -12 & 6 & 24.0783 & 0 & -6 \\ 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 0 & 8 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6 & 2 & 4.0388 \end{bmatrix}$$

$$F_4 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ F_{m1} \\ F_{m6} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

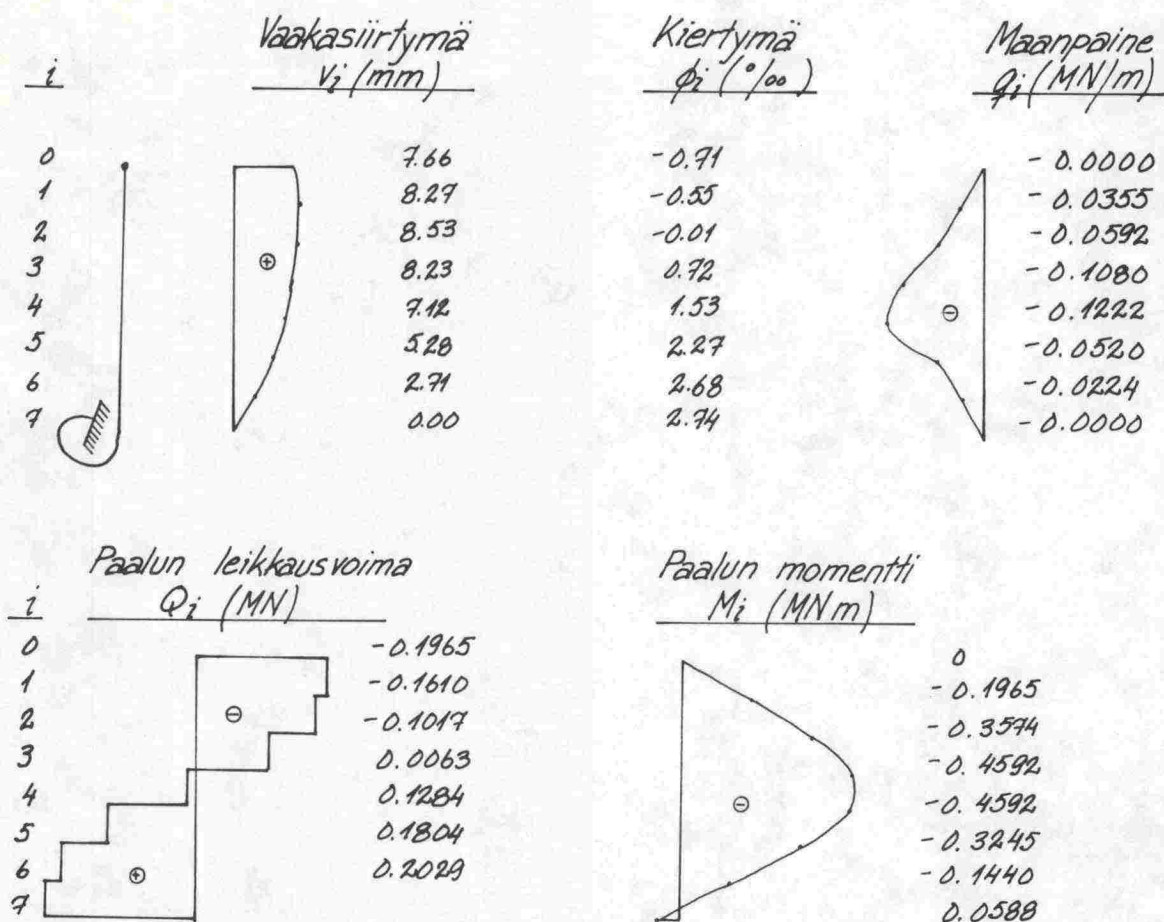
$$D_4 = \begin{bmatrix} v_{0,4} \\ \phi_{0,4} \\ v_{4,4} \\ v_{6,4} \\ \phi_{6,4} \\ v_{9,4} \end{bmatrix}$$

$$F_4 = K_4 \cdot D_4$$

$$D_4 = K_4^{-1} \cdot F_4$$

Todelliset siirtymät saadaan kertomalla  $D_4$  kertoimella  $L^3/EbI$ . Laskentatulokset ilmenevät kuvasta 7.3.5

Kuva 7.3.5 Penkereen liikkeistä johtuva maanpaine. Penkereen vaakaliike 10 mm. Laakerivastus sivun 68 mukaisesti.



### 7.3.7 Paalujen mitoitus

N:o	Kuormitustapaukset	$ M_{max} $
1	Vaakasuora laakerivoima luiskaan päin	0.537
2	Taivutusmomentti laakerissa luiskaan päin	0.058
3	Maanpaine; laakerivastus = 0	-0.279
4	Maanpaine; laakerivastus > 0	-0.459
$\Sigma 1$	4	-0.459
$\Sigma 2$	1 + 2	0.595

$$N_{max} = 2710 \text{ kN}$$

$$N_{min} = 1800 \text{ kN}$$

Beton - kalender 1973

$$\beta_R = 200$$

$$m = \frac{5950000 \text{ kpc}^2}{50^3 \cdot 200 \text{ cm}^2 \text{ kp}} = 0.24$$

$$\beta_s / \beta_R = 21$$

$$n = \frac{271000 \text{ kpc}^2}{50^2 \cdot 200 \text{ cm}^2 \text{ kp}} = 0.54$$

$$ges \bar{\mu}_0 = 0.05$$

$$\underline{\underline{\mu = 0.8 \%}}$$